



جامعة بجاية
Tasdawit n Bgayet
Université de Béjaïa

Université Abderrahmane Mira- Bejaia

Faculté de Technologie

Département Génie Civil

Mémoire fin de cycle

En vue de l'obtention du diplôme de Master en génie civil

Option : Structures

Thème

*Etude comparative d'un bâtiment (R+8+sous-sol)
avec deux ossatures béton armé et construction mixte
(acier – béton)*

Préparé par :

BENMAAMAR Larbi
KIROUANI Damia

Membre de jury :

Mr LARABATprésident

Mme OUARI.....Examineur

Mr BENYESSADEncadreur

Année 2018/2019

REMERCIEMENTS

Au terme de ce travail, il nous est très agréable d'exprimer nos entières reconnaissances et nos plus vifs remerciements à tous ceux et à toutes celles qui ont contribué de près ou de loin à sa réalisation.

Cette reconnaissance s'adresse particulièrement :

A M^r Benyessad notre promoteur, qui nous a suivis tout au long de notre travail, par ses remarques constructives et ses conseils avisés grâce auxquelles on a réalisé ce travail.

A tous nos enseignants du département de génie civil, en particulier tous ceux qui ont voulu nous assister pendant toute la durée de cette étude, pour nous avoir guidés avec chaleur, leurs encouragements et le temps précieux qu'il nous a consacré malgré leurs nombreuses charges.

Tous les mots restent faibles et insuffisants pour exprimer notre gratitude envers nos familles et nos amis respectifs qui nous ont été d'un soutien exemplaire dans les moments les plus difficiles.

Enfin, il ne nous est pas permis d'oublier de rendre hommage et remercier l'ensemble de nos amis (ies) de département génie civil ou d'ailleurs.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

Mes chers parents pour leurs amours et leurs soutiens en m'encourageant à suivre mes études.

Mes frères et mes sœurs.

Toute ma famille sans exception.

Mon binôme.

Mes chers (es) amis (es).

Kirouani Damia.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

*Mes chers parents que je le remercie
énormément pour leurs sacrifices, leurs soutiens et
leurs encouragements durant toutes ces années ;
que dieu les garde.*

Mes frères et sœurs et toute ma famille

*Mes amis (Cherif, l'équipe J315 les 3 Koukou
et Youyou, Alfredo, la Buh) et mes amies (
Damia, Hassiba, Lynda et Loulou) et à tous ceux
qui mon soutenus durant cette épreuve.*

BENMAAMAR Larbi

Liste des Figures

Figure I.1 : Les caractéristique géométrique de la structure	1
Figure I.2 : Effet d'une interaction entre deux poutres sans et avec connecteurs.....	7
Figure I.3 : Les différents types de connecteurs.....	8
Figure I.4 : Différents types de poteaux.....	8
Figure I.5 : Types de poutres mixtes.....	9
Figure II.1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux.....	13
Figure II.2 : Localisation des poteaux et leurs surfaces afférentes.....	17
Figure II.3 : Plancher collaborant.....	22
Figure II.4 : dalle d'étage courant.....	22
Figure II.5 : dalle terrasse.....	23
Figure II.6 : Disposition des solives.....	24
Figure II.7 : Schéma statique des solives.....	24
Figure II.8 : Section transversale des solives.....	25
Figure III.1 : Largeur effective de la dalle.....	27
Figure II.9 : La surface revenante à la poutre maitresse.....	30
Figure II.10 : Schéma statique de la poutre maitresse.....	30
Figure II.11 : Section transversale des poutres maitresses.....	31
Figure II.2 : Largeur effective de la dalle.....	33
Figure II.12: Section rectangulaire du poteau mixte totalement enrobé.....	36
Figure III.1 : spectre de réponse pour l'ossature en béton armé.....	41
Figure III.2 : spectre de réponse pour l'ossature en mixte (acier-béton).....	42
Figure III.3: Disposition des voiles de contreventement pour l'ossature en béton armé.....	43
Figure III.4 : Disposition des contreventements pour l'ossature en mixte (acier-béton).....	43
Figure III.5 : Premier mode (Translation selon Y).....	45
Figure III.6: Deuxième mode (Translation selon X).....	45
Figure III.7: Troisième mode (Torsion autour de Z).....	46
Figure III.8 : Premier mode (Translation selon Y).....	46
Figure III.9 : Deuxième mode (Translation selon X).....	47
Figure III.10 : Troisième mode (Torsion autour de Z).....	47
Figure IV.1: la courbe d'interaction.....	66
Figure IV.2 : plans sans prise en compte des imperfections.....	68
Figure V.1 : Représentation graphique de l'évolution de la participation massique pour les deux ossatures.....	70
Figure V.2 : Représentation graphique des déplacements pour les deux ossatures.....	71
Figure V.3 : Représentation en histogramme du poids en fonction des niveaux pour les deux ossatures.....	72
Figure V.4 : Représentation en histogramme de la différence du poids en fonction des niveaux entre les deux ossatures.....	72
Figure V.5 : Représentation en histogramme des efforts tranchants des deux ossatures en fonction des niveaux selon les deux sens.....	73
Figure V.6 : graphique en barre des délais [2].....	80
Figure V.7 : Récapitulatif de la comparaison entre les critères coût-délai. [3].....	80

Liste des Tableaux

Tableau II.1 : Evaluation des charges pour le plancher étage courant.....	12
Tableau II.2 : Evaluation des charges pour le plancher terrasse.....	12
Tableau II.3 : Dimensions des poutrelles.....	13
Tableau II.4 : tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des dalles pleines.	14
Tableau II.5 : Récapitulatif des sections supposées préalable.....	16
Tableau II.6 : Récapitulatif des différents chargements.....	17
Tableau II.7 : Coefficients de dégression des surcharges.	18
Tableau II.8: Récapitulatif de la descente de charges pour le poteau (B-2).....	18
Tableau II.9 : Récapitulatifs de la descente de charge du poteau (B-3).	19
Tableau II.10 : Majoration de N_u pour tous les niveaux.	19
Tableau II.11 : Vérification des poteaux a la compression.....	19
Tableau II.12 : Calcul de α en fonction de l'élanement λ	20
Tableau II.13: vérification des poteaux au flambement.....	21
Tableau II.14 : tableau récapitulatif des sections optées.....	21
Tableau II.15 : Evaluation des charges pour le plancher courant.	22
Tableau II.16 : Evaluation des charges pour le plancher terrasse.	23
Tableau II.17 : Tableau récapitulatif de la vérification de la flèche.....	25
Tableau II.18 : Tableau récapitulatif des combinaisons de charge.....	25
Tableau II.19 : Tableau récapitulatif de la vérification de la résistance.	26
Tableau II.20 : Tableau récapitulatif de la vérification de la résistance.....	26
Tableau II.21 : Tableau récapitulatif de l'effort tranchant.	26
Tableau II.22 : Tableau récapitulatif des combinaisons de charge.....	27
Tableau II.23 : Tableau récapitulatif de la position de l'axe neutre.....	28
Tableau II.24 : Tableau récapitulatif de vérification de la résistance.....	28
Tableau II.25 : Tableau récapitulatif de vérification de l'effort tranchant.	28
Tableau II.26: Récapitulatif de calcul de la position de l'axe neutre.	29
Tableau II.27 : Tableau récapitulatif du moment d'inertie mixte.....	29
Tableau II.28 : Tableau récapitulatif de la vérification de la flèche.....	29
Tableau II.29 : Tableau récapitulatif de la vérification de la flèche.....	31
Tableau II.30 : Tableau récapitulatif des combinaisons de charge.	31
Tableau II.31 : Tableau récapitulatif de la vérification de la résistance.....	32
Tableau II.32 : Tableau récapitulatif de l'effort tranchant.	32
Tableau II.33 : Tableau récapitulatif des combinaisons de charge.....	33
Tableau II.34 : Tableau récapitulatif de la position de l'axe neutre.....	33
Tableau II.35 : Tableau récapitulatif de la vérification à la résistance.....	34
Tableau II.36 : Tableau récapitulatif de vérification de l'effort tranchant.	34
Tableau II.37 : Tableau récapitulatif de la position de l'axe neutre élastique.....	34
Tableau II.38 : Tableau récapitulatif de la section mixte.....	35
Tableau II.39 : Tableau récapitulatif de la vérification de la flèche.....	35
Tableau II.40 : Tableau récapitulatif de la vérification de l'enrobage.	36
Tableau III.1 : valeurs des pénalités P_q	38
Tableau III.2 : Tableau récapitulatif pour le calcul de l'effort sismique.....	41
Tableau III.3 : Modes et périodes de vibration et taux de participation massique pour l'ossature en béton.	44
Tableau III.4 : Modes et périodes de vibration et taux de participation massique pour l'ossature en mixte.....	44

Tableau III.5: vérification sous charge verticale.	48
Tableau III.6 : vérification de l'interaction sous charge horizontale.	49
Tableau III.7 : vérification de l'effort normal réduit pour l'ossature en béton armé.	50
Tableau III.8 : vérification de l'effort normal réduit pour l'ossature en mixte (acier-béton).	50
Tableau III.9 : Vérification de la résultante des forces sismique pour l'ossature en béton armé.	50
Tableau III.10 : vérification de la résultante des forces sismique pour l'ossature en mixte (acier-béton)	51
Tableau III.11 : Vérification des déplacements pour l'ossature en béton armé.	51
Tableau III.12 : Vérification des déplacements pour l'ossature en mixte (acier-béton).	52
Tableau III.13 : vérification de l'effet P- Δ pour l'ossature en béton armé.	53
Tableau III.14 : vérification de l'effet P- Δ pour l'ossature en mixte (acier-béton).	53
Tableau III.15 : Dimensions finales des éléments structuraux pour l'ossature en béton armé.	54
Tableau III.16 : Dimensions finales des éléments structuraux pour l'ossature en mixte (acier-béton).	54
Tableau IV.1 : Tableau récapitulatif des sections de ferrailage	56
Tableau IV.2 : tableau récapitulatif des sollicitations pour les poteaux.	57
Tableau IV.3 : Tableau récapitulatif des armatures longitudinales.	57
Tableau IV.4 : Tableau récapitulatif des armatures transversales.	58
Tableau IV.5 : Tableau récapitulatif de la vérification de flambement.	59
Tableau IV.6 : Tableau récapitulatif du ferrailage pour les poutres principales.	61
Tableau IV.7 : Tableau récapitulatif du ferrailage pour les poutres secondaires.	61
Tableau IV.8 : Tableau récapitulatif de la vérification de la contribution de profilé dans le poteau.	65
Tableau IV.9 : Tableau récapitulatif de nombre et de section des barres pour chaque poteau.	65
Tableau IV.10 : Tableau récapitulatif de la vérification à la compression simple.	66
Tableau V.1 : Tableau récapitulatif des périodes et des participations massiques pour les deux ossatures.	69
Tableau V.2 : Tableau récapitulatif de l'estimation de volume de béton pour les poteaux	74
Tableau V.3 : Tableau récapitulatif de l'estimation de volume de béton pour les poutres	74
Tableau V.4 : Tableau récapitulatif de l'estimation de volume de béton pour les voiles.	75
Tableau V.5 : Tableau récapitulatif de l'estimation des quantités des matériaux pour l'ossature en béton.	75
Tableau V.6 : Tableau récapitulatif de l'estimation de volume de béton pour les poteaux.	76
Tableau V.7 : Tableau récapitulatif de l'estimation du poids des profilés pour les poteaux	76
Tableau V.8 : Tableau récapitulatif de l'estimation du poids des solives.	77
Tableau V.9 : Tableau récapitulatif de l'estimation du poids des solives.	77
Tableau V.10 : Tableau récapitulatif de l'estimation du poids des profilés de contreventement.	78
Tableau V.11 : Tableau récapitulatif de l'estimation des quantités des matériaux pour l'ossature en mixte.	78
Tableau V.12 : Tableau récapitulatif du coût de revient pour l'ossature en béton.	78
Tableau V.13 : Tableau récapitulatif du coût de revient pour l'ossature en mixte.	79

Sommaire

I.1) Présentation de l'ouvrage :	1
I.2) Définitions et Caractéristiques mécaniques des matériaux :	2
I.2.1) Ossature en béton armé.....	2
I.2.1.1) Caractéristiques des matériaux :	2
I.2.2) Ossature en construction mixte (acier-béton) :	6
I.2.2.1) Caractéristiques des matériaux :	6
I.2.2.2) Les éléments de construction :	7
I.3) Les états limites :	9
I.4) Actions et sollicitations :	10
II.1 Pré-dimensionnement des éléments de l'Ossature en béton armé :	12
II.1.1 Evaluation de charges :	12
II.1.2 Pré-dimensionnement des planchers :	13
II.1.3 Pré-dimensionnement des poutres :	15
II.1.4 Pré-dimensionnement des voiles :	16
II.1.5 pré-dimensionnement des poteaux.....	16
II.2 : Pré-dimensionnement des éléments de l'Ossature en éléments mixtes (acier-béton).....	21
II.2.1) Planchers mixtes à dalle collaborant :	21
II.2.2) Evaluation des charges :	22
II.2.3 Pré-dimensionnements des solives :	24
II.2.5 Les contreventements :	35
II.2.6 Pré-dimensionnement des poteaux :	35
Introduction.....	37
III.1 Modélisation de la structure	37
III.2 Méthode de calcul	37
<i>III.2.1 Méthode statique équivalente</i> :	37
III.2.1.1 Vérification de la résultante des forces sismique de calcul RPA (Article 4.2.3) :	38
III.2.3 Méthode d'analyse par accélérogramme :	42
III.3 Exigences du RPA99 pour les systèmes mixtes :	42
III.4 Interprétation des résultats de l'analyse dynamique :	43
III.4.1 Disposition des voiles de contreventement.....	43
III.4.2 Périodes de vibration et participation massique.....	44
III.4.3 Comportement de la structure :	45
III.4.4 Vérification des résultats obtenus vis-à-vis les exigences du RPA99/2003	48
III.5 Conclusion :	53

IV.1 Etude des éléments de l'ossature en béton armée :	55
IV.1.1. Étude des poteaux :	55
IV.1.1.1 Les sollicitations dans les poteaux :	57
IV.1.1.2 Ferrailage :	57
IV.1.1.3 Vérifications	58
IV.1.2. Etude des poutres :	59
IV.1.3 Etude des voiles :	62
V.1.3.1 ferrailage :	64
IV.2 Etude des éléments pour l'ossature mixte (acier-béton) :	65
V.1 Lecture et comparaison par rapport aux comportements :	69
V.1.2 période et participation massique :	69
V.1.3 Les déplacements :	70
V.1.4 Impacte du poids sur le comportement :	71
V.2 Lecture et comparaison par rapport à la résistance :	73
V.2.1 L'effort tranchant :	73
V.3 Etude et comparaison du coût :	74
V.3.1 estimation quantitative :	74
V.3.2 Estimation financière :	78
V.4 Comparaison du délai d'exécution	80

Introduction

Introduction générale

Depuis longtemps le souci de l'homme se base sur la recherche d'un abri, pour se protéger des conditions extérieures que la nature lui réserve se dernière doit être résistant par rapport aux phénomènes naturelles tel que les séismes.

Pour atteindre cela il essaie toujours de développer des nouvelles techniques et systèmes de construction en utilisant des nouveaux matériaux plus résistants, économiques et qui facilite la réalisation.

Parmi ces systèmes de constructions on a le béton armé, la construction métallique, la construction mixte (acier-béton)ets.

La construction des bâtiments devrait être de plus en plus le résultat d'une coordination d'étude technique, esthétique et économique permettant à l'ouvrage de s'intégrer dans une structure répondant aux besoins de l'homme.

Notre travail consiste à réaliser une étude comparative entre deux systèmes de construction (ossature en béton armé et ossature mixte (acier-béton)), contreventés par un système mixte (portiques-voiles), pour une structure en **(R+8 avec sous-sol)** à usage d'habitation et commerce.

Notre projet se constitue de cinq chapitres à savoir :

Le chapitre(I) : A été consacré pour les généralités, là où nous avons essayé de donner une vue générale sur les caractéristique des matériaux utilisé dans les deux systèmes, et des définitions des deux systèmes ainsi que les éléments qui les constitués.

Le chapitre(II) : Nous l'avons réservé pour le pré-dimensionnement des éléments pour les deux ossatures à savoir (ossature en béton armé et ossature en mixte), dans le but d'arrêter les sections de départ qui peuvent être redimensionné dans le but de satisfaire les différentes vérifications.

Le chapitre(III) : Dans ce chapitre nous avons traité la partie la plus importante qui est l'étude au séisme, ce chapitre se base sur la modélisation des deux ossatures, ensuite tenir compte de toutes les recommandations de RPA, ce chapitre nous permettra d'avoir d'arrêter les sections définitives.

Chapitres (IV) : Dans cette partie nous avons effectué l'étude des éléments structuraux le ferrailage pour l'ossature en béton armé et les vérifications pour les éléments mixte pour l'ossature en mixte.

Le chapitre(V) : Ce chapitre représente le vif de notre projet qui consiste à faire une étude comparative entre deux systèmes de construction (béton armé, mixte (acier-béton)), et traiter tous les paramètres de la comparaison : le comportement, le coût, le délai d'exécution.

Une fois passe par l'ensemble de ce cheminement on va pouvoir tiré une conclusion générale qui englobera toutes les remarques qui vont être constaté et une idée générale sur les résultats obtenus.

Chapitre I

Généralités

Généralités

L'étude des structures est une étape primordiale dans la construction des ouvrages, ces études consistent à mettre en œuvre toutes les connaissances déjà acquise durant notre formation.

Le but de notre projet est de réaliser une étude comparative entre deux systèmes de construction (un système de construction en béton armé et un système en construction mixte acier-béton) pour un bâtiment en R+8 avec sous-sols.

I.1) Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage faisant l'objet de la présente étude est un bâtiment en (R+8 avec S/Sol) les deux premier niveaux à usage commerciale et le reste des niveaux sont pour l'usage d'habitation, ce dernier est classé comme un ouvrage de moyenne importance (groupe d'usage 2) sera implanté dans la commune d'Ouzellaguen qui est classée zone à moyenne sismicité (zone II.a) selon le RPA99/version2003. **(pour plus de détails voir plans en annexes)**

La structure portante est constituée d'un système mixte (voiles-portiques) pour le système de construction en béton armé, et de (mixte portique/palées en (X -V)) pour le système de construction mixte.

- Caractéristiques géométriques :

Voir vu en plan ci-dessous (figure I.1)

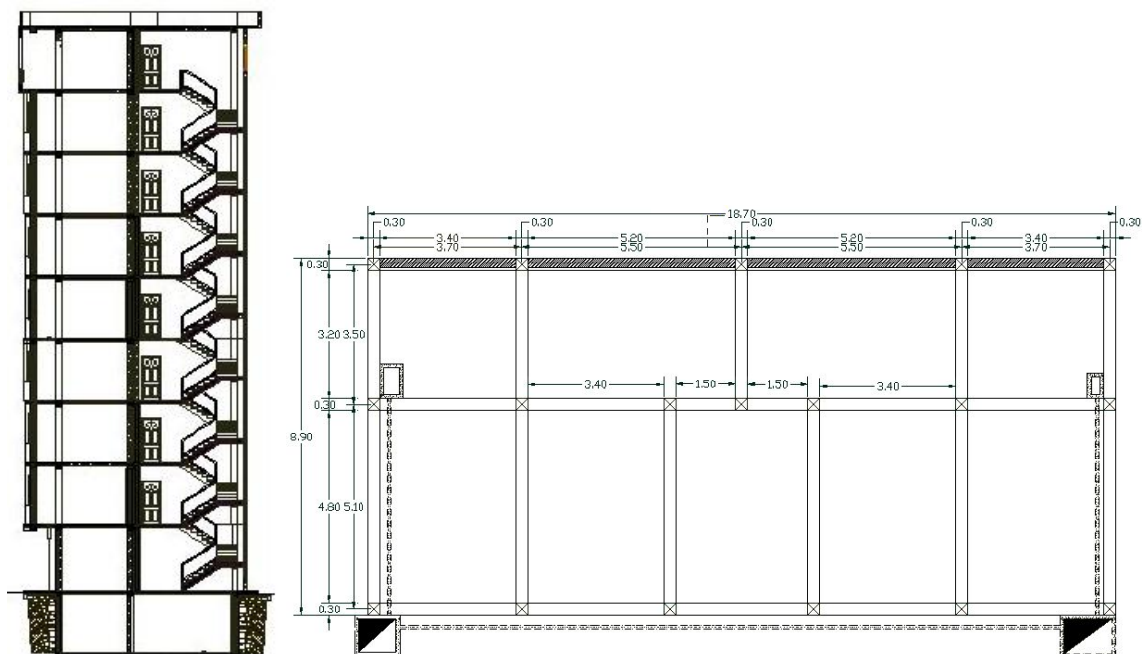


Figure I.1 : Les caractéristiques géométriques de la structure

Longueur en plan.....	18.70m
Largeur en plan.....	8.90m
Hauteur de S/Sol.....	3.06m
Hauteur de RDC et étage courant.....	3.06m

Hauteur totale.....33.66m

Selon le rapport de sol (annexe 1), nous constatons ce qui suit :

- Le site est situé sur un terrain légèrement incliné.
 - La contrainte admissible $Q_{adm} = 2$ bars.
- Le sol est classé en catégorie S2 (sol ferme)
- Selon le RPA, la région de Béjaia est classée en zone de moyenne sismicité IIa.

I.2) Définitions et Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Pour la réalisation d'une étude comparative, nous allons faire face à un pré-dimensionnement et une étude des éléments de la même structure en utilisant deux systèmes de construction différents, (ossature en béton armé, ossature mixte) qui sont constitué par un ensemble des matériaux différents avec des caractéristiques différentes.

I.2.1) Ossature en béton armé

La structure en béton armé est constitué de portique en béton armé (poteaux et poutres en béton armé), les planchers en béton armé à savoir : les planchers a corps ceux, planchers dalles pleines et les contreventements en béton armé (voiles).

Comme l'ensemble de tous les systèmes de construction, le béton armé a ses avantages et ses inconvénients, parmi ses avantages :

- Il a une très bonne résistance à la compression.
- Il a une bonne résistance à la traction grâce aux armatures de construction.
- Il a une bonne résistance par rapport aux températures élevées (une bonne résistance au feu).

I.2.1.1) Caractéristiques des matériaux :

a) Le béton :

Le béton armé est le matériau le plus ancien utilisé dans la construction moderne, il a été découvert et fait son apparition dans la construction au début de 19^{ème} siècle.

Le béton est un matériau fabriqué suivant une étude de composition établie par le laboratoire. Il est caractérisé du point de vue mécanique par sa résistance qui varie avec la granulométrie, le dosage en ciment, la quantité d'eau de gâchage et l'âge du béton.

Le béton armé est un matériau composite constitué de béton et des barres d'acier qui allie la résistance importante à la compression du béton (10 à 100 MPa) alors que sa résistance aux efforts de traction est très faible .c'est donc pour pallier

cette insuffisance qu'est née l'idée de placer dans les zones soumise à des efforts de traction, des barres d'acier (armatures) qui, elles développent une bonne résistance à la traction.

- **Le béton présente les caractéristiques suivantes :**

- La résistance caractéristique à la compression : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.
- La résistance caractéristique à la traction : $f_{t28} = 0.06 f_{c28} + 0.6 = 2.1 \text{ MPa}$.
- Masse volumique : $\rho = 2500 \text{ Kg/m}^3$.
- Module d'élasticité longitudinale : $E_c = 305000 \text{ MPa}$.

- **Etats limites de béton :**

On définit les états limites comme des états correspondantes aux diverses conditions de sécurité et de bon comportement en service, pour lesquelles une structure est calculée.

- **Etat limite ultime (ELU) :**

Il correspond à la valeur maximale de la capacité portante sans risque d'instabilité.

La contrainte limite du béton à l'ELU est donnée par :

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \text{ [MPa]} \dots\dots\dots \text{(Art A.4.3.41 BAEL)}$$

γ_b est le coefficient de sécurité $\rightarrow \gamma_b = 1.5$ en situation courante

$\gamma_b = 1.15$ en situation accidentelle

θ : est le coefficient de durée d'application de la combinaison d'action

$$\theta = \begin{cases} 1 & \text{si } j > 24\text{h} \\ 0.9 & \text{si } 1 < j < 24\text{h} \\ 0.8 & \text{si } j < 1\text{h} \end{cases}$$

- **Etat limite de service (ELS) :**

L'état limite de service est l'état au-delà duquel les conditions normales d'exploitation et de durabilité sont plus satisfaites où la contrainte limite de compression du béton est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} \text{ [MPa]} \dots\dots\dots \text{(Art A.5.4.2 BAEL91)}$$

- **Contrainte tangente conventionnelle :**

Elle est donnée par la formule suivante $\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d_{bc}}$. (Art A.5.2 BAEL91)

Elle ne doit pas dépassée les valeurs suivantes

$\tau_u = \min(0.13 f_{c28}; 5) \text{ MPa}$ pour la fissuration peu nuisible.

$\tau_u = \min(0.10 f_{c28}; 4) \text{ MPa}$ pour la fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

- **Le coefficient de poisson :**

Il représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

$$\nu = \frac{\text{allogement relatif du coté de la section}}{\text{raccourcissement relatif longitudinal}}$$

- $\nu = 0.2$ pour le calcul des déformations et pour les justifications aux états limites de service (béton non fissuré).
- $\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations et dans le cas des états limites ultimes (béton fissuré)

b) Les armatures de construction :

Les barres d'acier sont dites de haute adhérence car leur surface rugueuse permet un lien intime avec le béton ce qui engendre des contrainte entre les deux composants. Les barres d'acier doivent être enrobées de béton pour éliminer tout contact avec l'aire extérieur qui peut provoquer la rouille de ces dernières.

Si l'acier vient à rouiller sa section utile diminue et sa résistance sera réduite, et la rouille en gonflant peut faire éclater le béton et le conduire à la ruine.

Les aciers sont classés suivant leur état de surface et leurs nuances :

Tableau I.1 : Limite d'élasticité de l'acier en fonction du type.

	Aciers à hautes adhérence		Treillis a soudé à fils lisses	Treillis soudées a haute adhérence
Désignation	FeE400	FeE500	TLE500	FeTE500
f_e [MPa]	400	500	500	500

Dans notre cas on a utilisé des armatures à haute adhérence, un acier de FeE400

I.1.2.2) Les éléments de construction :

Le bâtiment est constitué d'un ensemble d'éléments qui ont des différentes utilités, ces derniers forment l'ossature de la structure qui serait conforme au besoin de l'utilisateur.

Ces éléments sont :

- Les planchers.
- Les poteaux.
- Les poutres.
- Les voiles.

a) Les planchers :

Le plancher est une aire plane horizontale séparant deux niveaux d'une construction et il peut être exécuté en bois, en acier en béton armé ou un plancher mixte, le plancher est réalisé par une dalle horizontale et un réseau porteur horizontale constitué de poutres et poutrelles.

Les poteaux et les voiles constituant les éléments porteurs verticaux du plancher.

Dans notre projet nous optons pour deux types de plancher à savoir :

- (Plancher corps creux, plancher dalle pleine) pour l'ossature en béton armé.
- Plancher mixte pour l'ossature en construction mixte.

❖ Planchers à corps creux :

Les planchers à corps creux sont composés de 3 éléments principaux :

- les corps creux qui servent de coffrage perdu (les hourdis).
 - les poutrelles en béton armé ou précontrainte qui assurent la tenue de l'ensemble et reprennent les efforts de traction grâce à leurs armatures
 - une dalle de compression armée coulée qui reprend les efforts de compression
- **Les poutrelles :**
Les poutrelles supportent la dalle et transmettent ses charges à la structure porteuse.

❖ Planchers en dalles pleines :

La dalle pleine est une plaque en béton armé qui peut reposer avec ou sans continuité sur 2,3 ou 4 appuis constitués par des poutres.

L'épaisseur de la dalle pleine se détermine en prenant compte des critères suivants :

- La résistance à la flexion.
- L'isolation acoustique.
- Limitation de la flèche.
- Résistance au coupe-feu.

a) Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments porteurs chargés de reprendre les charges et surcharges issues des différents niveaux pour les transmettre au sol par l'intermédiaire des fondations, lorsque les poteaux sont associés aux poutres ils forment des cadres ou des portiques destinés à reprendre également les actions horizontales dues au séisme.

Type des poteaux :

- ✓ poteaux en béton.
- ✓ poteaux en acier.
- ✓ Poteaux mixte (un élément métallique totalement ou partiellement enrobé de béton)

b) Les poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux chargés de reprendre les charges et les surcharges venant de la dalle pour les transmettre aux poteaux, à noter que ces surcharges sont supposées uniformément réparties mais parfois ils peuvent être ponctuels, et on retrouve plusieurs types de poutres :

- ✓ poutres en béton armé.
- ✓ poutres en acier.
- ✓ poutres mixte (acier-béton).

I.2.2) Ossature en construction mixte (acier-béton) :

Dans les trois dernières décennies, le développement et l'application des sections mixtes a considérablement généralisé dans le monde entier. L'élément mixte est utilisé non seulement aux structures offshores et aux ponts, mais également aux gratte-ciels et aux grands ouvrages.

Dans la conception des bâtiments aujourd'hui, de grands efforts ont été fournis pour augmenter la flexibilité de la structure. Ceci a eu comme conséquence l'utilisation des éléments avec des sections transversales réduites.

Bien que le risque d'un tremblement de terre important en quelques pays soit petit, ce type de système de construction peut offrir beaucoup d'autres avantages, par exemple la rapidité de la construction, aspects de sécurité.

L'association de l'acier et du béton est la combinaison de matériaux de construction la plus fréquemment rencontrée tant dans les bâtiments. Bien que de nature différente, ces deux matériaux sont complémentaires :

- Le béton résiste en compression et l'acier en traction.
- Les éléments métalliques sont relativement élancés et sujets du voilement, le béton peut empêcher le voilement.
- Le béton assure à l'acier une protection contre la corrosion et une isolation thermique aux températures élevées.
- L'acier permet de rendre la structure ductile.

I.2.2.1) Caractéristiques des matériaux :**a) Les profilés :**

Les profilés sont des pièces métalliques laminées, fabriquée avec un profil déterminé et de section uniforme, notamment pour obtenir une très grande résistance avec un poids très léger disponibles en IPE, HEA, UPN, avec les caractéristiques suivantes :

- Module d'élasticité longitudinale : $E = 210000 \text{ MPa}$
- coefficient de poisson : $\nu = 0.3$
- coefficient d'élasticité transversale : $G = 81000 \text{ MPa}$
- dilatation : $\lambda = 11 \cdot 10^{-6}$

Les nuances d'acier utilisables en construction métallique :

- S235, S275, S355, S420, S460

I.2.2.2) Les éléments de construction :

c) planchers mixtes (plancher collaborant) :

Ce plancher est constitué d'une tôle bac en acier qui est placée dans la zone tendue et collabore avec le béton par l'intermédiaire de connecteurs pour reprendre les efforts de traction. La dalle se repose sur les solives qui transmettent à leurs tours les chargements aux éléments porteurs (les poutres et les poteaux).

- les solives :

C'est une pièce horizontale généralement en (IPE) soutenant la dalle et reposant à chaque extrémité sur les poutres maitresse, les solives sont connectées avec la dalle à l'aide des connecteurs qui leur permet de travailler en communion.

- La connexion :

La connexion vis à ce que la partie en béton et le profilé en acier travaillent en communion de manière à approcher le comportement d'une section monolithe.

La connexion est d'une importance primordiale pour la transmission de l'effort de cisaillement longitudinale, appelé aussi effort rasant, à l'interface entre le profilé en acier et la partie en béton.

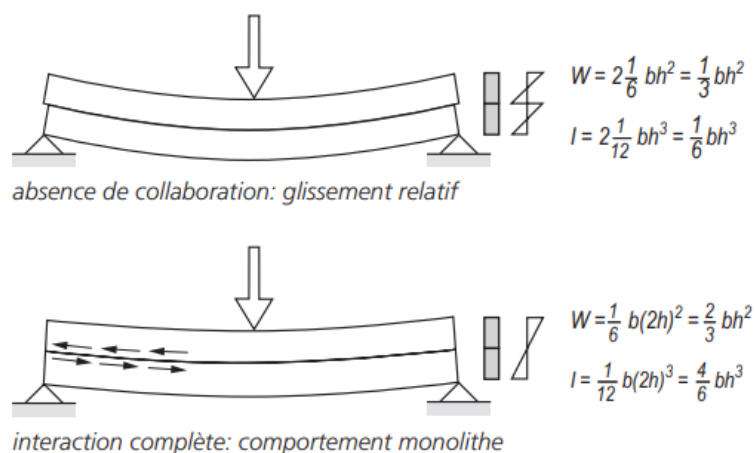


Figure I.2 : Effet d'une interaction entre deux poutres sans et avec connecteurs.

On peut distinguer plusieurs types de connecteurs à savoir :

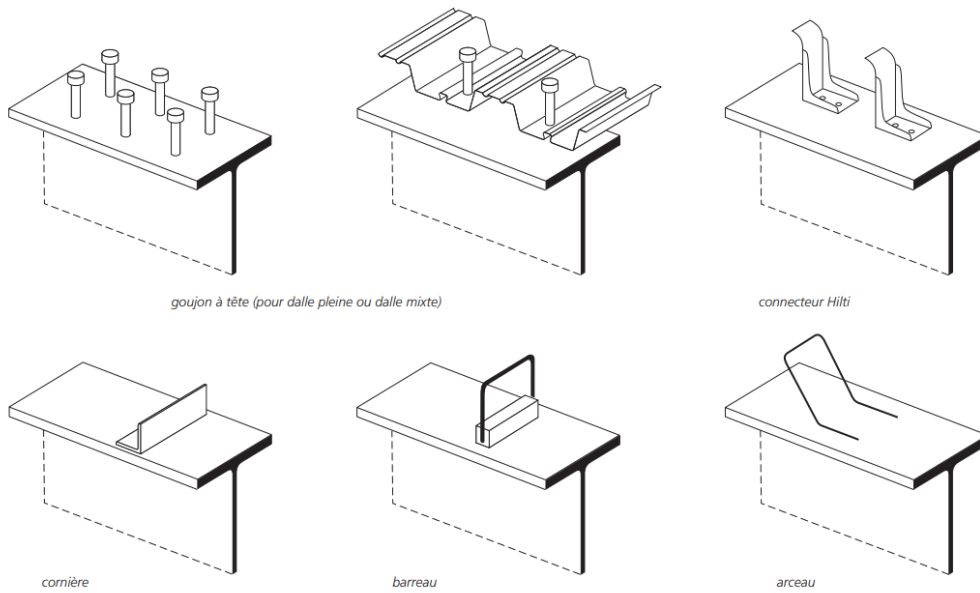


Figure I.3 : Les différents types de connecteurs.

d) Les poteaux :

Les poteaux mixte est une association entre le béton et les profilés en acier, il existe plusieurs type (un élément métallique totalement ou partiellement enrobé de béton) voire la figure ci-dessous :

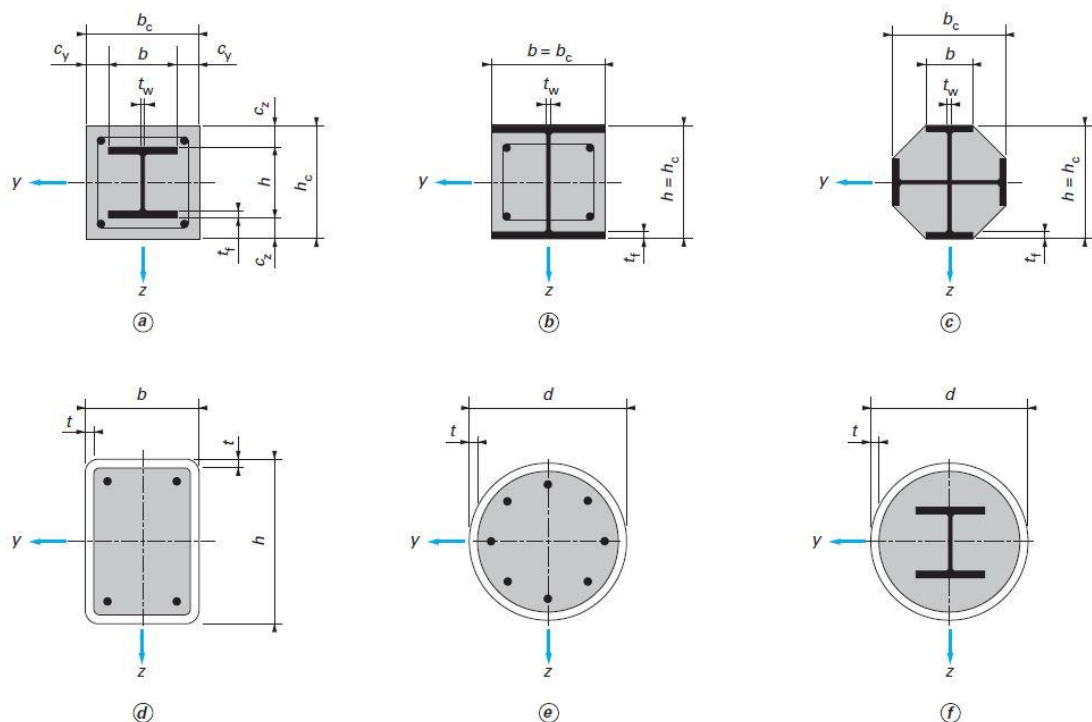


Figure I.4 : Différents types de poteaux.

c) Les poutres mixtes :

Les poutres mixtes acier-béton sont des éléments porteurs fléchis composés d'une poutre métallique et d'une dalle de béton ; elles peuvent être :

- 1-Des profilés métalliques plus des dalles coulées sur le coffrage.
- 2-Des profilés métalliques plus des dalles partiellement préfabriquées.
- 3-Des profilés métalliques plus des dalles complètement préfabriquées.

Il s'agit en général d'un profilé en acier connecté à une dalle de béton. Cette dalle peut être coulée sur un coffrage non permanent ou sur un coffrage permanent, comme par exemple une tôle profilée en acier, ou une série de prédalles.

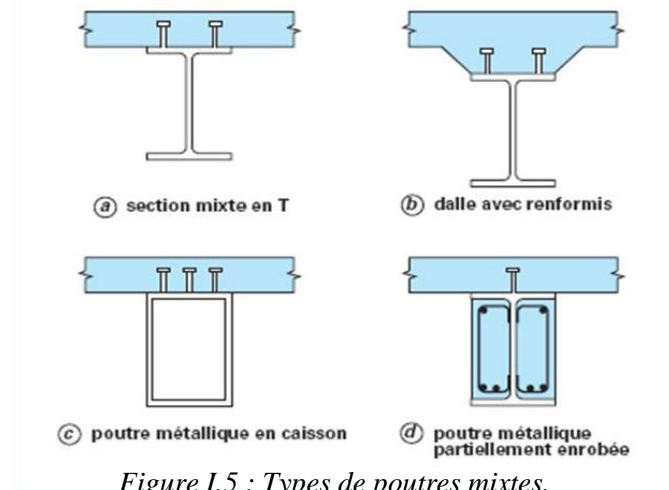


Figure 1.5 : Types de poutres mixtes.

I.3) Les états limites :

- Etat limite ultime(ELU) :

Pour le calcul on utilise le diagramme contrainte- déformation.

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad , \quad \varepsilon_{es} = \frac{\sigma_s}{E_s}$$

Avec : $E_s = 210000 \text{ MPa}$

γ_s : Coefficient de sécurité :

- $\gamma_s = 1$ cas de situations accidentelles
- $\gamma_s = 1.15$ cas de situations durables

- Etat limite de service(ELS) :

Nous avons pour cet état :

- Fissuration préjudiciable $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (2/3f_e ; 110\sqrt{\eta f_{tj}})$
- Fissuration très préjudiciable $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (1/2f_e ; 90\sqrt{\eta f_{tj}})$
- η : Coefficient de fissuration.
- $\eta=1$ pour les ronds lisses (RL)
- $\eta=1,65$ pour les armatures à hautes adhérence (HA).

I.4) Actions et sollicitations :

Les actions :

Les actions sont les forces et les couples dues aux charges appliquées à une structure et aux déformations imposées, elles proviennent donc :

- Des charges permanentes.
- Des charges d'exploitations.
- Des charges climatiques.

❖ Valeurs caractéristiques des actions :

- Les actions permanentes (G) :

Les actions permanentes ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps ; elles comprennent :

- Le poids propre de la structure.
- Cloisons, revêtement, superstructures fixes.
- Le poids des poussées des terres ou les pressions des liquides.
- Les déformations imposées à la structure.

- Les actions variables (Q) :

Les actions variables ont une intensité varie fréquemment d'une façon importante dans le temps ; elles comprennent :

- Les charges d'exploitations.
- Les charges climatiques (neige et vent).
- Les effets thermiques.

- Les actions accidentelles (FA) :

Ce sont celles provenant de phénomènes qui se produisant rarement et avec une courte durée d'application, on peut citer :

- Les chocs.
- Les séismes.
- Les explosions.
- Les feux.

- Valeurs de calcul des actions :

Pour tenir compte des risques non mesurables, on associe aux valeurs caractéristiques des actions un coefficient de sécurité pour obtenir les valeurs de calcul des actions. Puis on combine ces valeurs de calcul pour établir le cas de chargement le plus défavorable.

- **Combinaison d'action à l'ELU :**

- **Situation durable ou transitoire :**

On ne tient compte que des actions permanentes et des actions variables, la combinaison utilisée est :

$$1.35G_{\max} + G_{\min} + 1.5Q_1 + \sum 1.3 \psi_{0i} Q_i$$

$\psi_{0i} = 0.77$ pour les bâtiments à usage courant.

ψ_{0i} : Coefficient de pondération.

- **Situations accidentelles :**

$$1,35G_{\max} + G_{\min} + FA + \psi_{1i} Q_1 + \sum \psi_{2i} Q_i \quad (i > 1)$$

FA : Valeur nominale de l'action accidentelle.

$\psi_{1i} Q_1$: Valeur fréquente d'une action variable.

$\psi_{2i} Q_i$: Valeur quasi-permanente d'une action variable

$$\Psi_{1i} = \begin{cases} 0,15 & \text{Si l'action d'accompagnement est la neige.} \\ 0,5 & \text{Si l'action d'accompagnement est l'effet de la température.} \\ 0,20 & \text{Si l'action d'accompagnement est le vent.} \end{cases}$$

- **Combinaison d'action à l'ELS :**

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum \psi_{0i} Q_i$$

$\psi_{0i} = 0,6$ pour l'effet de la température.

Avec :

G max : l'ensemble des actions permanentes défavorable.

G min : l'ensemble des actions permanentes favorable.

Q1 : action variable de base.

Q i : action variable d'accompagnement.

- **Combinaisons de calcul :**

Les combinaisons de calcul à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations sont :

✓ Situations durables : ELU : $1,35G + 1,5Q$

$$\text{ELS : } G + Q$$

✓ Situations accidentelles : $G + Q \pm E$

$$0.8G \pm E$$

- **Les sollicitations :**

Les sollicitations sont les efforts (effort normal, effort tranchant, moment de flexion, moment de torsion) développés dans une combinaison d'action donnée.

Chapitre II

Pré-dimensionnement des éléments

Introduction

Dans ce chapitre nous avons comme objectif la détermination de l'ordre de grandeur des éléments de notre projet (poteaux, voiles et planchers). Cela Pour les deux systèmes de construction (ossature en béton armé, ossature en éléments mixtes), ces dimensions sont choisies selon les recommandations des règlements à savoir :

CBA93, RPA99/version 2003, BAEL 91 modifié 99.

Les résultats obtenus ne sont pas définitives, ils peuvent être modifiés après vérification dans la phase du dimensionnement.

Dans notre projet nous avons deux systèmes de construction :

- Ossature en Béton armé.
- Ossature en éléments Mixte (acier-béton).

II.1 Pré-dimensionnement des éléments de l'Ossature en béton armé :

II.1.1 Evaluation de charges :

- Plancher étage courant :

Tableau II.1 : Evaluation des charges pour le plancher étage courant.

N°	Couches	Poids volumique (kN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (kN/m ²)
1	Carrelage	22	0.02	0.4
2	Mortier de pose	20	0.02	0.4
3	Lit de sable	18	0.02	0.36
4	Corps creux	/	0.2+0.04	3.3
5	Cloisons	9	0.1	0.9
6	Enduit de ciment	18	0.02	0.36
Charge permanente G				5.76
Q étage courant				1.5

- Plancher terrasse :

Tableau II.2 : Evaluation des charges pour le plancher terrasse.

N°	Couches	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
1	Protection (gravier)	17	0.05	0.85
2	Etanchéité	6	0.02	0.12
3	Forme de pente	22	0.10	2.2
4	Isolation thermique liège	4	0.04	0.16
5	Plancher à corps creux (20+4)	/	0.2+0.04	3.3
6	Enduit de ciment	18	0.02	0.36
Charge permanente G				6.99
Q étage courant				1

II.1.2 Pré-dimensionnement des planchers :

- Plancher à corps creux :

Le plancher à corps creux est le type de plancher le plus utilisé dans la plus part des immeubles, ce type de plancher est constitué d'une dalle de compression en béton armé et de corps creux qui sert comme un coffrage pour la dalle de compression et un fond de moule pour les poutrelles.

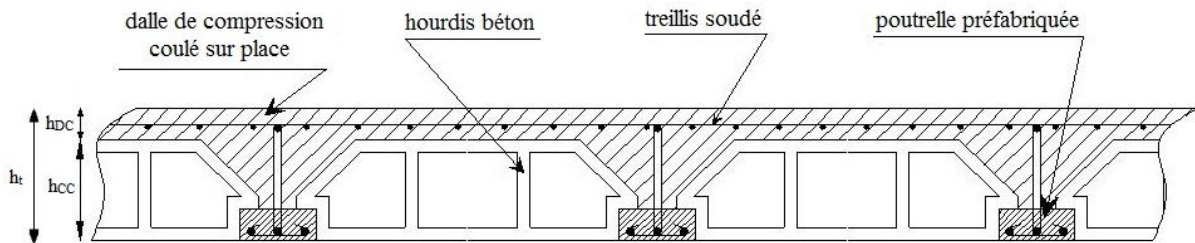


Figure II.1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux.

- Le plancher est dimensionné à partir du critère de la flèche :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5}$$

BAEL (article 6.8.4.2.4)

$$L_{max} = 480 \text{ cm.}$$

$$h_t = 21.3 \text{ cm}$$

Donc, soit un plancher à corps creux de type : $h_t = (20+4) \text{ cm}$

$$(h_{cc} = 20 \text{ cm} ; h_{DC} = 4 \text{ cm})$$

- Les dimensions des poutrelles sont arrêtées comme suite :

Tableau II.3 : Dimensions des poutrelles.

	L_x (cm)	L_y (cm)
	53	320
b_0 (cm)	$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6)h_t ; b_0 = 12$	
b_1 (cm)	$b_1 \leq \min(\frac{L_x}{2} ; \frac{L_y}{10}) ; b_1 = 26.5$	
b (cm)	$b = 2b_1 + b_0 ; b = 65$	

Les dalles pleines

Sont des dalles en béton armée généralement utilisés lorsqu'on a des travées et des surcharges plus importantes.

Selon le BAEL91 et le CBA93 on doit satisfaire les conditions suivantes :

- Critère de résistance à la flexion

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \quad \rightarrow \text{Pour une dalle sur deux appuis si } \rho \leq 0.4$$

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \quad \rightarrow \text{Pour une dalle sur trois ou quatre appuis si } \rho \geq 0.4$$

$$e \geq \frac{L_x}{20} \quad \rightarrow \text{Pour une dalle sur un seul appui.}$$

L_x : la plus petite portée de panneau sollicité

- Résistance au feu

$$e \geq 7\text{cm} \quad \rightarrow \text{Pour une heure de coupe-feu.}$$

$$e \geq 11\text{cm} \quad \rightarrow \text{Pour deux heures de coupe-feu.}$$

$$e \geq 14\text{cm} \quad \rightarrow \text{Pour deux heures de coupe-feu.}$$

Tableau II.4 : tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des dalles pleines.

Critères	Nombre d'appuis	Flexion (cm)	Coupe-feu (cm)	Isolation acoustique (cm)	Épaisseur adoptée (cm)
D1	3	$2,85 \leq e \leq 3,33$	$e \geq 7\text{cm}$	/	15
D2	3	$3,55 \leq e \leq 4,16$	$e \geq 11\text{cm}$	$e \geq 14\text{cm}$	15
D3	2	$5 \leq e \leq 5,83$	$e \geq 7\text{cm}$	/	15
D4	2	$4,28 \leq e \leq 5$	$e \geq 11\text{cm}$	$e \geq 14\text{cm}$	15
D5	2	$3,75 \leq e \leq 4,16$	$e \geq 11\text{cm}$	$e \geq 14\text{cm}$	15
D6	2	$4,28 \leq e \leq 5$	$e \geq 7\text{cm}$	/	15

II.1.3 Pré-dimensionnement des poutres :

Une poutre est un élément d'un plancher de forme parallélépipédique, conçue pour résister à la flexion. Elle est placée généralement en position horizontale, elle sert à supporter les charges au-dessus du vide, le poids de la construction et du mobilier, et les transmettre sur les côtés aux poteaux, elle résiste aussi aux chargements horizontales car elle fait partie du système de contreventement (portiques).

h_t : hauteur comprise entre $\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$.

L_{max} : portée entre nus d'appuis.

Et doivent aussi vérifier les conditions suivantes :

➤ $h \geq 30\text{cm}$

➤ $b \geq 20\text{cm}$

➤ $h/b \leq 4$

RPA99/2003 (article 7.5.1)

- Poutres principales

Les poutres principales sont les poutres sur lesquelles les poutrelles prennent appuis.

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{L_{max}}{10}$$

Avec :

L_{max} : portée maximale de la poutre entre nus d'appuis.

$L_{max} = 520 \text{ cm}$.

Soit : $h_{pp} = 45 \text{ cm}$.

$0,4h_{pp} \leq b \leq 0,7h_{pp}$

Soit $b = 30 \text{ cm}$.

- Poutres secondaires :

Les poutres secondaires sont les poutres disposées parallèlement aux poutrelles.

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_{ps} \leq \frac{L_{max}}{10}$$

L : Portée libre maximale entre nus d'appui de la poutre secondaire.

On a : $L = 480\text{cm}$

Soit : $h_{ps} = 40\text{cm}$ et $b = 30\text{cm}$

Vérification des conditions du **RPA99/2003(article 7.5.1)** pour les poutres secondaires et principales :

- $b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$vérifiée.
- $h = (45 ; 40) \text{ cm} > 30 \text{ cm}$vérifiée.

- $h / b \leq 4.00$vérifiée.

Les sections préalables adoptées pour les poutres seront comme suit :

- Les poutres principales (45*30) cm².
- Les poutres secondaires (40*30) cm².

II.1.4 Pré-dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments de contreventement constitués par une série de murs porteurs pleins par rapport à deux directions.

L'épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage.

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $e \geq 15\text{cm}$.
- $e \geq \frac{h_e}{20}$ RPA99/2003(article 7.7.1).
- $L \geq 4 e$.

$$h_e = 261\text{cm}$$

$$e \geq 13.05\text{cm}$$

On adopte une épaisseur de **15cm** pour tous les voiles.

$$L \geq 4*15 \Rightarrow l \geq 60\text{cm}$$

II.1.5 pré-dimensionnement des poteaux

Les poteaux sont pré-dimensionnés en compression simple en choisissant le poteau le plus sollicité de la structure. Chaque type de poteau reprend la surface du plancher lui revenant, et le calcul sera basé sur la descente de charges. On appliquera la loi de dégression des charges d'exploitation, tout en respectant les prescriptions du RPA.

Les exigences du RPA :

- $\min(b, h) \geq 25\text{cm}$.
- $\min(b, h) \geq h_e/20 \text{ cm}$. RPA99/2003 (Article 7.4.1)
- $0.25 < b/h < 4$.

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, tout en vérifiant les recommandations du RPA99 citées ci-dessus.

Les sections supposées sont des sections rectangulaires comme suite :

Tableau II.5 : Récapitulatif des sections supposées préalable.

Etages	Sections (cm ²)
S.sol	40*50
(RDC, 1er) étage	40*45
(2eme, 3eme) étage	35*45
(4eme, 5eme) étage	35*40
(6eme, 7eme) étage	30*40
8eme étage	30*35

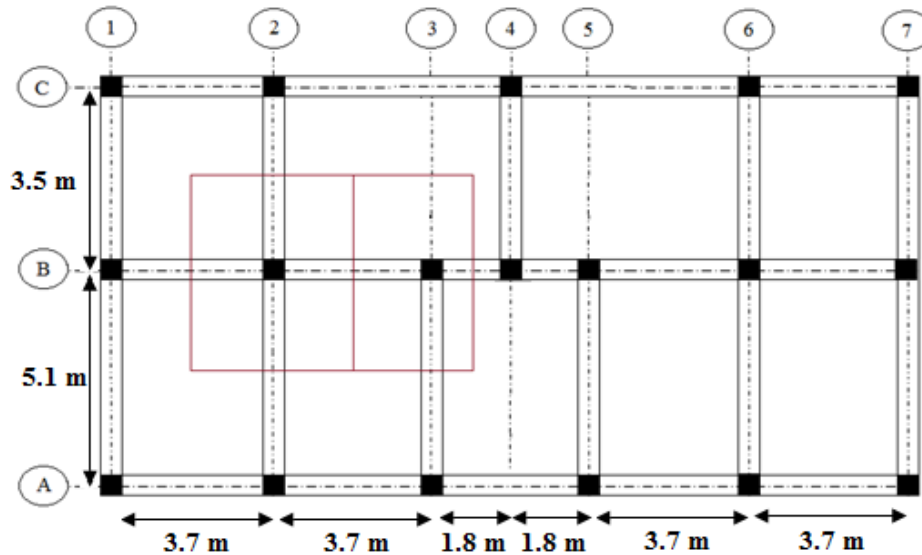
- Descente de charge

Figure II.2 : Localisation des poteaux et leurs surfaces afférentes.

Nous appliquons la descente de charge au poteau le plus sollicité en prenant compte de la surface afférente et l'importance des chargements revenant à ce dernier.

Dans notre projet nous avons effectué une descente de charges pour les poteaux (B-2) et (B-3), qui nous jugeons les plus sollicités.

- Charge et surcharge revenant au poteau (B-2) :

La surface afférente pour le poteau B-2 est de l'ordre de **13.6 m²**

Tableau II.6 : Récapitulatif des différents chargements.

	Poids propre des éléments (KN)	Charge d'exploitation (KN)
Poutre principale	11.475	/
Poutre secondaire	12	/
Poteau	25* V	/
Plancher terrasse	95.05	15.82
Plancher étage(Commerce)	78.33	79.1
Plancher étage(Habitation)	78.33	23.73

- Loi de dégression de charge :

En raison de nombre d'étage qui compose la structure étudié $n > 5$ on doit tenir compte de la loi de dégression pour des surcharges d'exploitation différentes

$$Q_0.$$

$$Q_0 + Q_1.$$

$$Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2).$$

$$Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3).$$

$$Q_0 + \frac{3+n}{2.n} (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n).$$

Tableau II.7 : Coefficients de dégression des surcharges.

Niveau	8ème	7ème	6ème	5ème	4ème	3ème	2ème	1er	RDC	s.sol
Hauteur(m)	24.48	21.42	18.36	15.3	12.24	9.18	6.12	3.06	00	-3.06
Coefficient	1	1	0.95	0.9	0.85	0.8	0.75	0.714	0.687	0.666

a. Descente de charge :

Tableau II.8: Récapitulatif de la descente de charges pour le poteau (B-2).

Niveau	G plancher (KN)	G poteau (KN)	G poutres (KN)	ΣGi (KN)	G _{Cumulé} (KN)	Q (KN)	Q _{Cumulé} (KN)	NS (KN)	NU (KN)
8	95.06	0	23.47	118.53	118.53	15.82	15.82	134.35	183.75
7	78.33	9.18	23.47	110.98	229.52	23.73	39.55	269.07	369.17
6	78.33	9.18	23.47	110.98	340.50	23.73	60.90	401.41	551.04
5	78.33	10.71	23.47	112.51	453.02	23.73	79.89	532.91	731.41
4	78.33	10.71	23.47	112.51	565.53	23.73	96.50	662.03	908.22
3	78.33	12.04	23.47	113.85	679.38	23.73	110.74	790.12	1083.28
2	78.33	12.04	23.47	113.85	793.24	23.73	122.60	915.84	1254.78
1	78.33	13.77	23.47	115.57	908.81	23.73	134.42	1043.23	1428.53
RDC	78.33	13.77	23.47	115.57	1024.4	23.73	146.24	1170.63	1602.28
s.sol	78.33	15.3	23.47	117.10	1141.5	79.1	194.93	1336.43	1833.42

Niveau	G Plancher (KN)	G Poutres (KN)	G Poteaux (KN)	G Murs (KN)	G Escalier (KN)	ΣGi (KN)	G _{cumulé} (KN)	Q (KN)	Q _{cumulé} (KN)	N _s (KN)	N _u (KN)
8	68,5	20,26	0	0	0	88,76	88,76	11,73	11,73	100,49	137,42
7	46,08	20,26	9,18	18,54	9,48	103,64	192,4	19,40	31,13	223,53	306,43
6	46,08	20,26	9,18	18,54	9,48	103,64	296,04	19,40	48,59	344,63	472,53
5	46,08	20,26	10,71	18,54	9,48	105,17	401,21	19,40	64,11	465,32	637,79
4	46,08	20,26	10,71	18,54	9,48	105,17	506,38	19,40	77,69	584,07	800,14
3	46,08	20,26	12,04	18,54	9,48	106,50	612,88	19,40	89,33	702,21	961,39
2	46,08	20,26	12,04	18,54	9,48	106,50	719,39	19,40	99,03	818,42	1119,72
1	46,08	20,26	13,77	18,54	9,48	108,23	827,62	19,40	108,69	936,31	1280,33
RDC	46,08	20,26	13,77	18,54	9,48	108,23	935,85	19,40	118,35	1054,20	1440,93
s,sol	46,08	20,26	15,30	18,54	9,48	109,76	1045,61	54,15	151,15	1196,77	1638,31

Tableau II.9 : Récapitulatifs de la descente de charge du poteau (B-3).

- *D'après les résultats obtenus dans les descentes de charge ci-dessus on voit que le poteau (B-2) est le plus sollicité.*

Le CBA (Art B.8.1.1) nous exige de majorer l'effort N_u comme suit :

- 10 % ... poteaux internes voisin de rive dans le cas d'un bâtiment comportant au moins 3 travées.
- 15 % ... poteaux centraux dans le cas d'un bâtiment à 2 travées.

Dans notre cas, le portique à deux travées, donc l'effort N_u sera majoré de 15%.

Exemple de calcul pour le poteau à la base : $N_u^* = 1,15 N_u$

$N_u^* = 2108.18$

Tableau III.10 : Majoration de N_u pour tous les niveaux.

Etages	s.sol	RDC	1	2	3	4	5	6	7	8
N_u^* (KN)	2108.43	1842.63	1642.81	1443	1245.77	1044.45	841.12	633.69	424.55	221.31

b. Vérifications :

- Vérification à la compression

On doit vérifier la condition suivante : $B > B_{CAL}$

Tableau II.11 : Vérification des poteaux a la compression.

Section supposée	$B = b \cdot h$ (m ²)	$B_{calculé} = \frac{N_u^*}{\sigma_{bc}}$ (m ²)	Observation $B > B_{CAL}$
35*30	0.105	0.0148	Vérifiée
40*30	0.12	0.0298	Vérifiée
40*30	0.12	0.0446	Vérifiée
40*35	0.14	0.0592	Vérifiée
40*35	0.14	0.0735	Vérifiée
45*35	0.157	0.0877	Vérifiée
45*35	0.157	0.1016	Vérifiée
45*40	0.18	0.1156	Vérifiée
45*40	0.18	0.1297	Vérifiée
50*40	0.2	0.1484	Vérifiée

- *Vérification au flambement (stabilité de forme)*

D'après le (CBA 93), on doit faire la vérification suivante :

$$N_u \leq \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \rightarrow 0 < \lambda \leq 50. \\ 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \rightarrow 50 < \lambda \leq 70. \end{cases}$$

- *On calcule l'élanement* : $\lambda = \frac{l_f}{i}$

$$l_f = 0,7 \times l_0;$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad ; \quad I = \frac{b \times h^3}{12}$$

On doit vérifier :

$$B_r \geq B_{r \text{ cal}}$$

$$- B_{r \text{ cal}} \geq \frac{N_u}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

BAEL91(7.4.2)

$$- B_r = (b - d) \times (h - d) \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow B_r \geq \frac{N_u^*}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

TableauII.12 : Calcul de α en fonction de l'élanement λ .

Etages	Section supposée	I (m ⁴)	B (m ²)	i (m)	l ₀ (m)	l _f (m)	λ	α
8	35*30	0.00107	0.105	0.101	2.66	1.862	18.429	0.805
7	40*30	0.0016	0.12	0.115	2.66	1.862	16.125	0.815
6	40*30	0.0016	0.12	0.115	2.66	1.862	16.125	0.815
5	40*35	0.00186	0.14	0.115	2.66	1.862	16.125	0.815
4	40*35	0.00186	0.14	0.115	2.66	1.862	16.125	0.815
3	45*35	0.00265	0.157	0.129	2.66	1.862	14.333	0.822
2	45*35	0.00265	0.157	0.129	2.66	1.862	14.333	0.822
1	45*40	0.00303	0.18	0.129	2.66	1.862	14.333	0.822
RDC	45*40	0.00303	0.18	0.129	2.66	1.862	14.333	0.822
s.sol	50*40	0.00416	0.2	0.144	2.66	1.862	12.9	0.827

Tableau II.13: vérification des poteaux au flambement.

B_r	B_r calculé	Observation ($B_r \geq B_{r \text{ cal}}$)
0.092	0.0119	Vérifiée
0.106	0.0236	Vérifiée
0.160	0.0353	Vérifiée
0.125	0.0468	Vérifiée
0.125	0.0582	Vérifiée
0.141	0.0688	Vérifiée
0.141	0.0797	Vérifiée
0.163	0.0908	Vérifiée
0.163	0.1018	Vérifiée
0.182	0.1158	Vérifiée

- Conclusion

Les conditions sont vérifiées, donc on peut opter les dimensions qu'on a proposées, à savoir :

Tableau II.14 : tableau récapitulatif des sections optées.

Epaisseur du plancher corps creux	20+4 cm.
Sections des poutres principales	30 x 45 cm ² .
Sections des poutres secondaires	30 x 40 cm ² .
Voile	e =15cm.
Etages	Sections des poteaux
S.sol	40 x 50 cm ² .
R.D.C / 1 ^{er} étage	40 x 45 cm ² .
2 ^{ème} / 3 ^{ème} étage	35 x 45 cm ² .
4 ^{ème} / 5 ^{ème} étage	35 x 40 cm ² .
6 ^{ème} / 7 ^{ème} étage	30 x 40 cm ² .
8 ^{ème} étage	30 x35 cm ² .

II.2 : Pré-dimensionnement des éléments de l'Ossature en éléments mixtes (acier-béton)**II.2.1) Planchers mixtes à dalle collaborant :**

- dalle collaborant d'épaisseur $t = 12$ cm. (Dalle +Cofrastra40)
Fiche technique de la Cofrastra40 annexe1
- Coefficient d'équivalence (acier-béton) : $n = \frac{E_a}{E_c}$
- Coefficient de retrait du béton : $\varepsilon = 2 \times 10^{-4}$
- Contraintes admissible des matériaux :
 - Pour l'acier : $f_y = 235$ MPa et $\tau_e = 0,58 f_y$
 - Pour le béton : $f_{c28} = 25$ MPa

- 1- Connecteur.
- 2- Dalle en béton.
- 3- Treille soudée.
- 4- Liaison mécanique.
- 5- Solive.
- 6- Tôle(Cofrastra40).
- 7- Poutre maitresse.

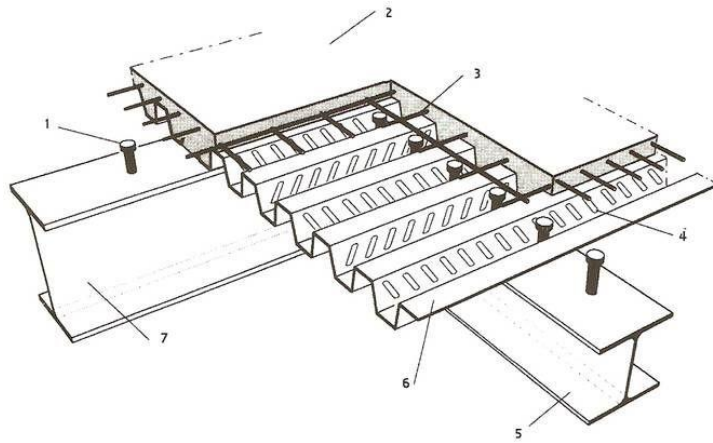


Figure II.3 : Plancher collaborant

II.2.2) Evaluation des charges :

a) Plancher courant :

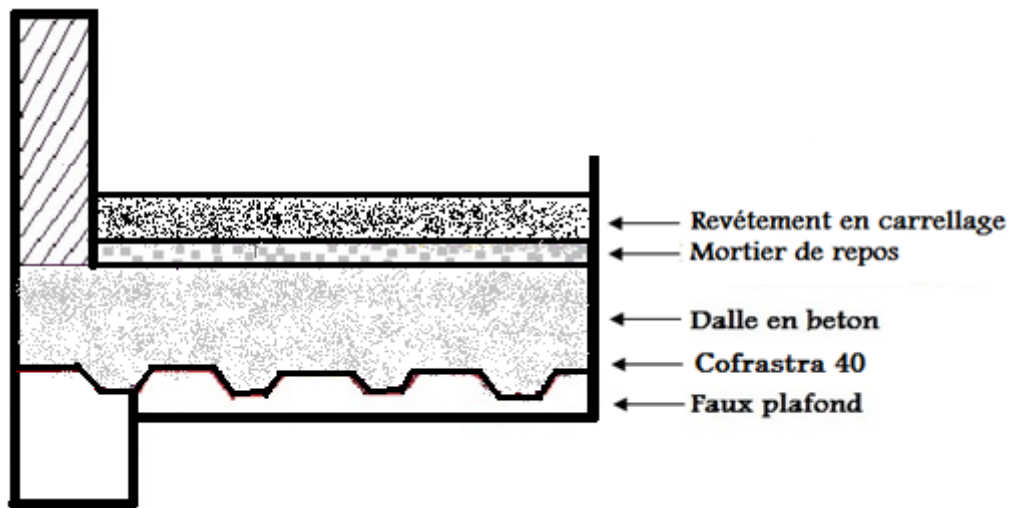


Figure II.4 : dalle d'étage courant.

Tableau II.15 : Evaluation des charges pour le plancher courant.

Eléments	Épaisseurs (cm)	Poids propre G (KN/m ²)
1 Cloison de séparation	10	1
2 Revêtement en carrelage	2	0.4
3 Mortier de pose	2	0.4
4 Faux plafond en plâtre	/	0.1
5 Plancher collaborant	12	3.1
ΣG		5

Plancher terrasse :

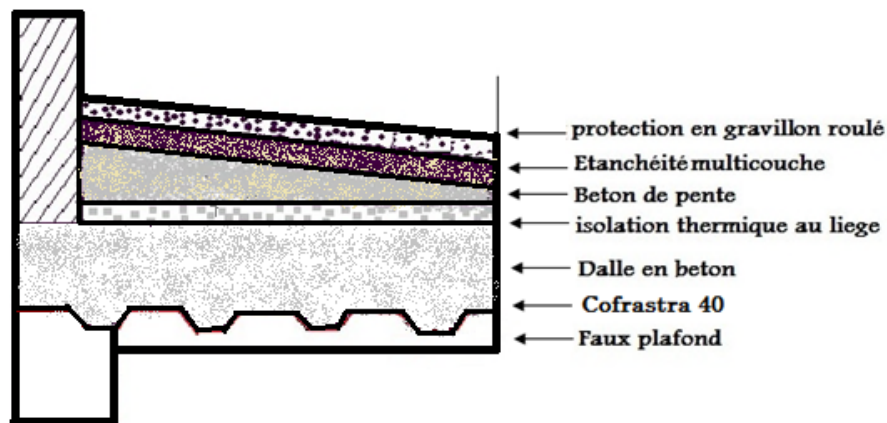


Figure II.5 : dalle terrasse.

Tableau II.16 : Evaluation des charges pour le plancher terrasse.

	Eléments	Épaisseurs (cm)	Poids propre G (KN/m ²)
1	Gravillon de protection	3	0.6
2	Forme de pente	10	2.2
3	Isolation thermique	4	0.16
4	Etanchéité multicouche	2	0.12
5	Faux plafond en plâtre	/	0.1
6	Plancher collaborant	12	3.1
	ΣG		6.28

➤ **Méthode de calcul :**

Le calcul de plancher mixte se fait en deux phases :

- Phase de construction.
- Phase finale.

➤ **Phase de construction :**

Le profilé d'acier (solives) résiste seul, et les charges de la phase de construction sont :

- Poids propre du profilé.
- Poids propre du béton frais.
- Surcharges de constructions (ouvrières + matérielles).

➤ **Phase finale :**

Le béton ayant durci, donc la section mixte (le profilé + la dalle) travaillent ensemble :

On doit tenir compte des charges suivantes :

- Poids propre de profilé.
- Poids propre du béton.
- Surcharge d'exploitation finale.

II.2.3 Pré-dimensionnements des solives :

Les solives sont des poutrelles en IPE qui travaillent à la flexion simple, on prend l'écartement (l : La distance entre une solive et l'autre).

$$0.7 \text{ m} < l < 1.5 \text{ m}$$

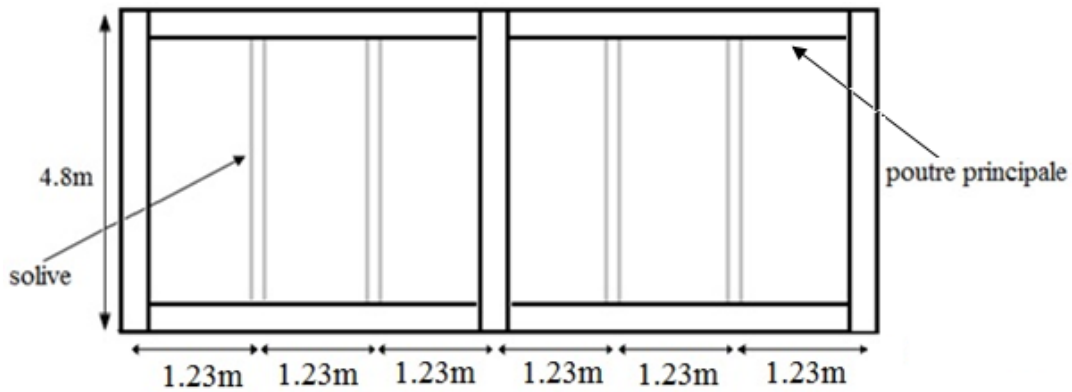


Figure II.6 : Disposition des solives.

a) Phase de Construction :

- Poids propre de béton frais : $G_b = 0,12 \times 25 = 3 \text{ KN/m}^2$
- Poids propre de la tôle : $G_t = 0,10 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge des ouvrières : $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

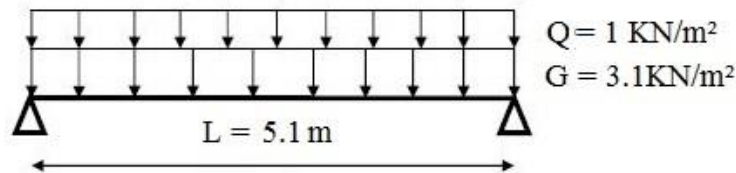


Figure II.7 : Schéma statique des solives

❖ **Combinaison de charges :**

L'entre axe des solives est de 1.23m

- **ELU** : $q_u = [(1,35 \times (G_b + G_t) + (1,5 \times Q))] \times 1,23.$
 $\Rightarrow q_u = 6.99 \text{ KN/m}$
- **ELS** : $q_s = [G_b + G_t + Q] \times 1,23.$
 $\Rightarrow q_s = 5.04 \text{ KN/m}$

❖ **Pré-dimensionnement par critère de la flèche :**

$$f_{max} = \frac{2.05 \times q_s \times (\frac{l}{2})^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{l}{300} \quad \text{Avec } (l=5.1\text{m})$$

$$I_y \geq \frac{2.05 \times q_s \times (\frac{l}{2})^4 \times 300}{\frac{l}{2} \times 384 \times 210000} \times 10^5$$

Tableau II.17 : Tableau récapitulatif de la vérification de la flèche.

Planchers	I_y (cm ⁴)	Choix de l'IPE	I_y (correspondant) (cm ⁴)
Terrasse	63.60	80	80,1
Habitation	63.60	80	80,1
Commerce	63.60	80	80,1

Après pré-dimensionnement nous optons pour les poutres mixtes comme solive la section transversale représentée ci-dessous :

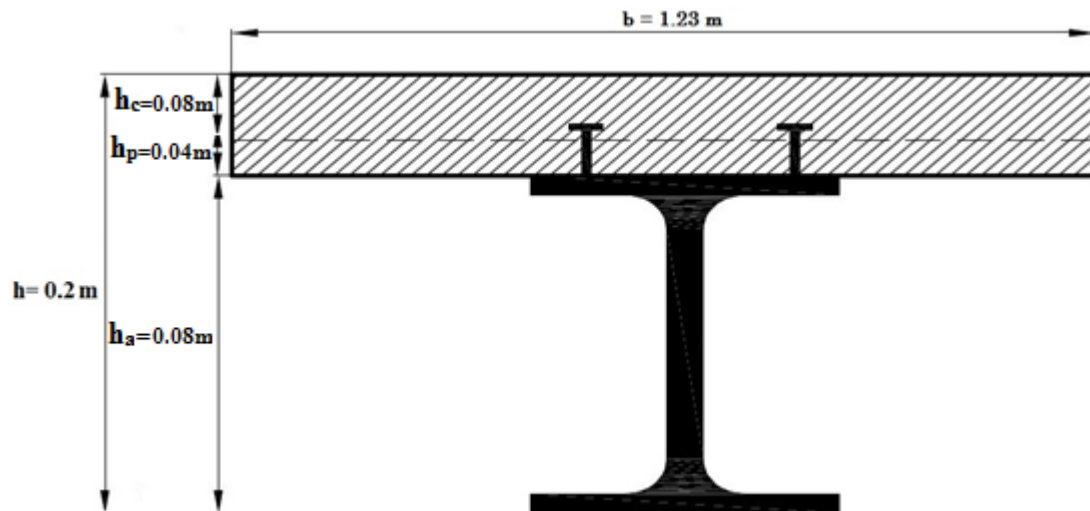


Figure II.8 : Section transversale des solives

❖ Vérification en prenant compte le poids propre du profilé :

$$\text{ELU} : q_u = [(1,35 \times (G_b + G_t + G_p) + (1,5 \times Q)] \times 1,23.$$

$$\text{ELS} : q_s = [G_b + G_t + G_p + Q] \times 1,23.$$

Tableau II.18 : Tableau récapitulatif des combinaisons de charge.

Planchers	Poids du profilé (KN/m)	q_u (KN/m)	q_s (KN/m)
Terrasse	0.06	7.09	5.11
Habitation	0.06	7.09	5.11
Commerce	0.06	7.09	5.11

❖ Vérification par critère de résistance :

On doit satisfaire la condition suivante :

$$M_{sd} = \frac{q_u \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} \leq M_{rd} = \frac{w_{pl} f_y}{\gamma_{m0}}$$

Tableau II.19 : Tableau récapitulatif de la vérification de la résistance.

Planchers	IPE	W _{ply} (cm ³)	M _{sd} (KN.m)	M _{rd} (KN.m)	Observation
Terrasse	80	23.2	5.76	4.95	Non vérifiée
Habitation	80	23.2	5.76	4.95	Non vérifiée
Commerce	80	23.2	5.76	4.95	Non vérifiée

Les sections arrêtées au pré-dimensionnement ne peuvent pas satisfaites le critère de résistance donc on augmente les sections des IPE, voire tableau ci-dessous :

Tableau II.20 : Tableau récapitulatif de la vérification de la résistance.

Planchers	IPE	Poids (KN/m)	W _{ply} (cm ³)	q _u (KN/m)	q _s (KN/m)	M _{sd} (KN.m)	M _{rd} (KN.m)	Observation
Terrasse	100	0.081	39.4	7.12	5.14	5.78	8.41	Vérifiée
Habitation	100	0.081	39.4	7.12	5.14	5.78	8.41	Vérifiée
Commerce	100	0.081	39.4	7.12	5.14	5.78	8.41	Vérifiée

❖ Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{st} = \frac{q_u \left(\frac{l}{2}\right)}{2} \leq V_{plrd} = \frac{f_y A_v}{1.1 \sqrt{3}}$$

Tableau II.21 : Tableau récapitulatif de l'effort tranchant.

Planchers	IPE	A _{vz} (cm ²)	V _{st} (KN)	V _{plrd} (KN)	Observation
Terrasse	100	5.08	9.07	62.65	Vérifiée
Habitation	100	5.08	9.07	62.65	Vérifiée
Commerce	100	5.08	9.07	62.65	Vérifiée

b) Phase finale

Dans la phase finale le béton est durci, donc la section mixte (le profile + la dalle) travaillent ensemble.

❖ La largeur efficace de la dalle (b_{eff}) :

$$b_{eff} = b_{e1} + b_{e2}$$

$$b_{e1} = \min \left\{ \frac{l_0}{8} ; b_1 \right\} ; b_{e2} = \min \left\{ \frac{l_0}{8} ; b_2 \right\}$$

$$\text{Avec : } (l_0 = 5.1\text{m}, b_1 = 0.616\text{m}, b_2 = 0.616\text{m}, \frac{l_0}{8} = 0.637\text{m})$$

Donc: $b_{e1} = 0.616\text{m}$, $b_{e2} = 0.616\text{m} \Rightarrow b_{eff} = 1.23\text{m}$.

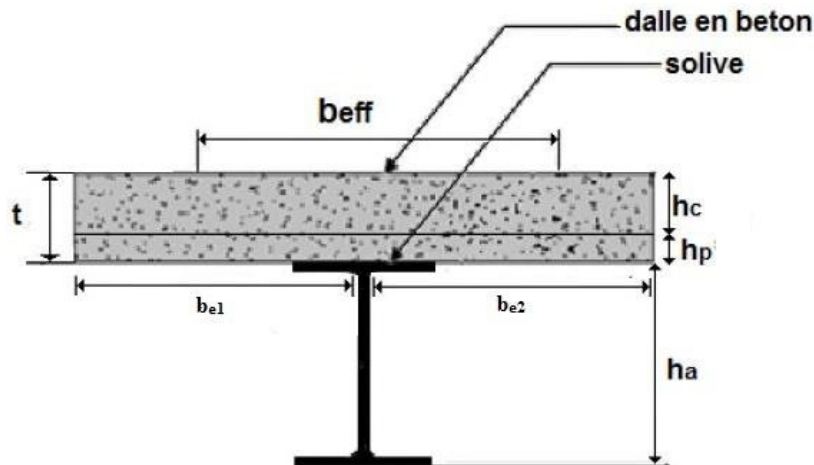


Figure III.9 : Largeur effective de la dalle.

❖ **Combinaison de charges :**

L'entre axe des solives est de 1.23m.

- **ELU** : $q_u = [(1,35 \times (G_p + G_{tot}) + (1,5 \times Q)] \times 1,23$.
- **ELS** : $q_s = [G_p + G_{tot} + Q] \times 1,23$.

Tableau II.22 : Tableau récapitulatif des combinaisons de charge.

Planchers	Poids du profilé (KN/m)	q_u (KN/m)	q_s (KN/m)
Terrasse	0.104	12.44	9.08
Habitation	0.104	11.24	8.12
Commerce	0.129	17.74	12.45

❖ **Position de l'axe neutre :**

$$f_c = h_c b_{eff} 0.85 \frac{f_{ck}}{\gamma_a} \quad , \quad f_a = A_a \frac{f_y}{\gamma_a}$$

$f_c > f_a$: Donc l'axe neutre plastique se trouve dans la dalle.

$$Z = \frac{f_a}{b_{eff} 0.85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c}}$$

Tableau II.23 : Tableau récapitulatif de la position de l'axe neutre

Planchers	IPE	A_a (cm ²)	f_c (KN)	f_a (KN)	Z (cm)
Terrasse	120	13.2	1416.66	282	1.59
Habitation	120	13.2	1416.66	282	1.59
Commerce	140	16.4	1416.66	350.36	1.97

❖ Vérification par critère de résistance :

$$M_{sd} = \frac{q_u l^2}{8} \leq M_{rd} = f_a \left(\frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \frac{Z}{2} \right)$$

Tableau II.24 : Tableau récapitulatif de vérification de la résistance

Planchers	IPE	M_{sd} (KN.m)	M_{rd} (KN.m)	Observation
Terrasse	120	40.44	48.51	Vérifiée
Habitation	120	36.54	48.51	Vérifiée
Commerce	140	57.67	63.11	Vérifiée

❖ Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{st} = \frac{q_u l}{2} \leq V_{plrd} = \frac{f_y A_v}{1.1 \sqrt{3}}$$

Tableau II.25 : Tableau récapitulatif de vérification de l'effort tranchant.

Planchers	A_{vz} (cm ²)	q_u (KN/m)	V_{st} (KN)	V_{plrd} (KN)	Observation
Terrasse	6.31	12.44	31.72	77.8	Vérifiée
Habitation	6.31	11.24	28.66	77.8	Vérifiée
Commerce	7.64	17.74	45.23	94.23	Vérifiée

• Calcul de la position de l'axe neutre élastique :

$$A_a(h - Z_a - h_c) < \frac{A_c}{n} \times \frac{h_c}{2} \Rightarrow \text{l'axe neutre est dans la dalle}$$

$$Z_{el} = \frac{n \times A_a}{b_{eff}} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times b_{eff}}{n \times A_a} (h - Z_a)} \right]$$

Tableau II.26 : Récapitulatif de calcul de la position de l'axe neutre.

	h (cm)	h _c (cm)	A _a (cm ²)	A _c (cm ²)	Z _a (cm)	Z _{el} (cm)
IPE100	22	12	10.3	1476	5	3.88
IPE120	24	12	13.2	1476	6	4.46
IPE140	26	12	16.4	1476	7	5.05

L'axe neutre élastique est dans la dalle.

- Calcule du moment d'inertie de la section mixte :

$$I_{my} = I_{ay} + A_a (Z_a - Z_m)^2 + \frac{b_{eff} \times Z_{el}^3}{3n}$$

Tableau II.27 : Tableau récapitulatif du moment d'inertie mixte.

	A _a (cm ²)	Z _a (cm)	Z _{el} (cm)	Z _m (cm)	I _{ay} (cm ⁴)	I _{my} (cm ⁴)
IPE100	10.3	5	3.88	18.12	171	2292.07
IPE120	13.2	6	4.46	19.54	318	3266.66
IPE140	16.4	7	5.05	20.95	541	4499.96

- ❖ Vérification par critère de la flèche :

$$f_{max} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_{mixte}} \leq f_{adm} = \frac{l}{300} \quad \text{Avec } (l = 5.1\text{m})$$

Tableau II.28 : Tableau récapitulatif de la vérification de la flèche.

Planchers	IPE	q _s (KN/m)	I _{mixte} (cm ⁴)	f _{max} (m)	f _{adm} (m)	Observation
Terrasse	120	9.08	3266.66	1.16 10 ⁻²	1.7 10 ⁻²	Vérifiée
Habitation	120	8.12	3266.66	1.04 10 ⁻²	1.7 10 ⁻²	Vérifiée
Commerce	140	12.45	4499.96	1.16 10 ⁻²	1.7 10 ⁻²	Vérifiée

II.2.4) Les poutres maitresse :

Les poutres sont des éléments horizontaux qui travaillent à la flexion simple, elles sont appuyée sur les poteaux, elles servants aussi comme des appuis aux solives qui sont disposé d'une manière perpendiculaire.

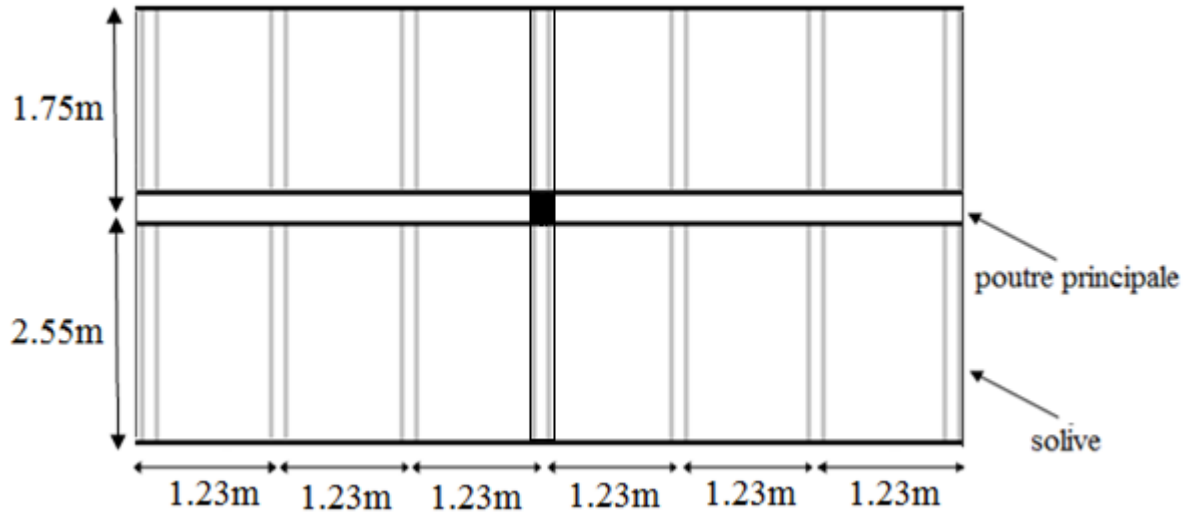


Figure II.10 : La surface revenante à la poutre maitresse.

a) *Phase de Construction :*

- Poids propre de béton frais : $G_b = 0,12 \times 25 = 3 \text{ KN/m}^2$
- Poids propre de la tôle : $G_t = 0,10 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge des ouvrières : $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

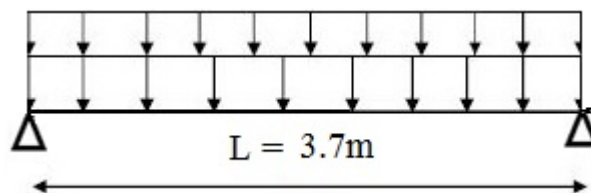


Figure II.11 : Schéma statique de la poutre maitresse.

❖ *Combinaison de charges :*

L'entre axe des poutres est de 4.3m

- **ELU** : $q_u = [(1,35 \times (G_b + G_t) + (1,5 \times Q))] \times 4.3$
 $\Rightarrow q_u = 24.44 \text{ KN/m}$
- **ELS** : $q_s = [G_b + G_t + Q] \times 4.3.$
 $\Rightarrow q_s = 17.63 \text{ KN/m}$

❖ *Vérification par critère de la flèche :*

$$f_{max} = \frac{2.05 \times q_s \times (\frac{l}{2})^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{(\frac{l}{2})}{300} \quad \text{Avec } (l=3.7\text{m})$$

$$I_y \geq \frac{2.05 \times q_s \times (\frac{l}{2})^4 \times 300}{\frac{l}{2} \times 384 \times 210000} \times 10^5$$

Tableau II.29 : Tableau récapitulatif de la vérification de la flèche.

Planchers	I_y (cm ⁴)	Choix de l'IPE	I_y (correspondant) (cm ⁴)
Terrasse	85.13	100	171
Habitation	85.13	100	171
Commerce	85.13	100	171

Après pré-dimensionnement nous optons pour les poutres mixtes comme la section transversale représentée ci-dessous

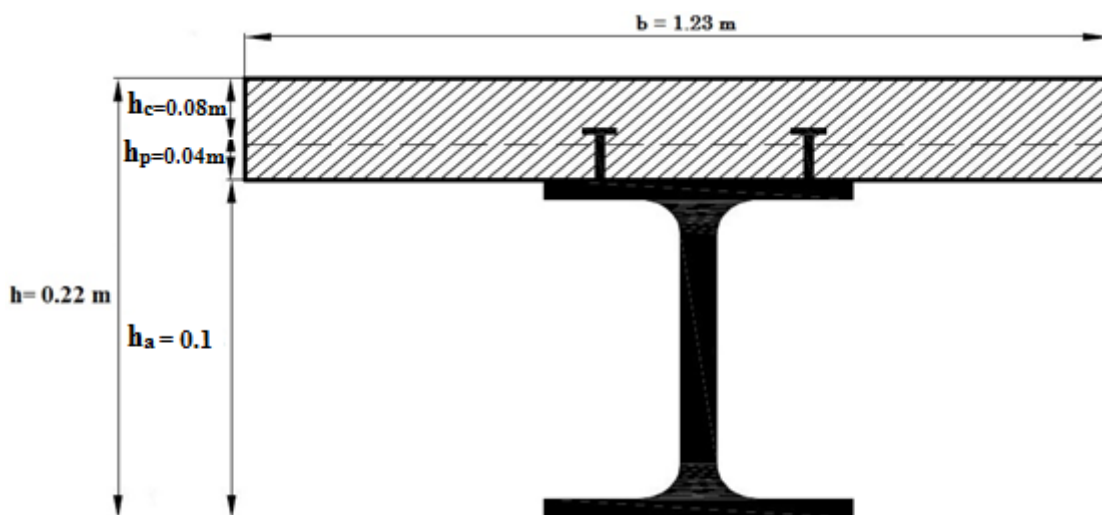


Figure II.12 : Section transversale des poutres maitresses.

Vérification en prenant compte le poids propre du profilé :

$$\text{ELU : } q_u = [(1,35 \times (G_b + G_t + G_p) + (1,5 \times Q))] \times 4.3.$$

$$\text{ELS : } q_s = [G_b + G_t + G_p + Q] \times 4.3.$$

Tableau II.30 : Tableau récapitulatif des combinaisons de charge.

Planchers	Poids du profilé (KN/m)	q_u (KN/m)	q_s (KN/m)
Terrasse	0.081	24.91	17.97
Habitation	0.081	24.91	17.97
Commerce	0.081	24.91	17.97

Vérification par critère de résistance :

$$M_{sd} = \frac{q_u \left(\frac{l}{2}\right)^2}{12} \leq M_{rd} = \frac{W_{ply} f_y}{\gamma_{m0}}$$

Tableau II.31 : Tableau récapitulatif de la vérification de la résistance.

Planchers	IPE	W_{ply} (cm ³)	M_{sd} (KN.m)	M_{rd} (KN.m)	Observation
Terrasse	100	39.4	7.10	8.41	Vérifiée
Habitation	100	39.4	7.10	8.41	Vérifiée
Commerce	100	39.4	7.10	8.41	Vérifiée

Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{st} = \frac{q_u \left(\frac{l}{2}\right)}{2} \leq V_{plrd} = \frac{f_y A_v}{1.1 \sqrt{3}}$$

Tableau II.32 : Tableau récapitulatif de l'effort tranchant.

Planchers	IPE	A_v (cm ²)	V_{st} (KN)	V_{plrd} (KN)	Observation
Terrasse	100	5.08	23.04	62.65	Vérifiée
Habitation	100	5.08	23.04	62.65	Vérifiée
Commerce	100	5.08	23.04	62.65	Vérifiée

Phase finale

Dans la phase finale le béton est durci, donc la section mixte (le profile + la dalle) travaillent ensemble.

Donc les charges à considérer dans cette phase sont :

❖ La largeur fictive de la dalle (b_{eff}) :

$$b_{eff} = b_{e1} + b_{e2}$$

$$b_{e1} = \min \left\{ \frac{l_0}{8} ; b_1 \right\}, b_{e2} = \min \left\{ \frac{l_0}{8} ; b_2 \right\}$$

$$\text{Avec: } l_0 = 3.7\text{m}, b_1 = 2.55\text{m}; b_2 = 1.75\text{m}$$

$$\Rightarrow b_{e1} = 0.46\text{m} \quad b_{e2} = 0.46\text{m}$$

Donc : $b_{eff} = 0.92\text{m}$.

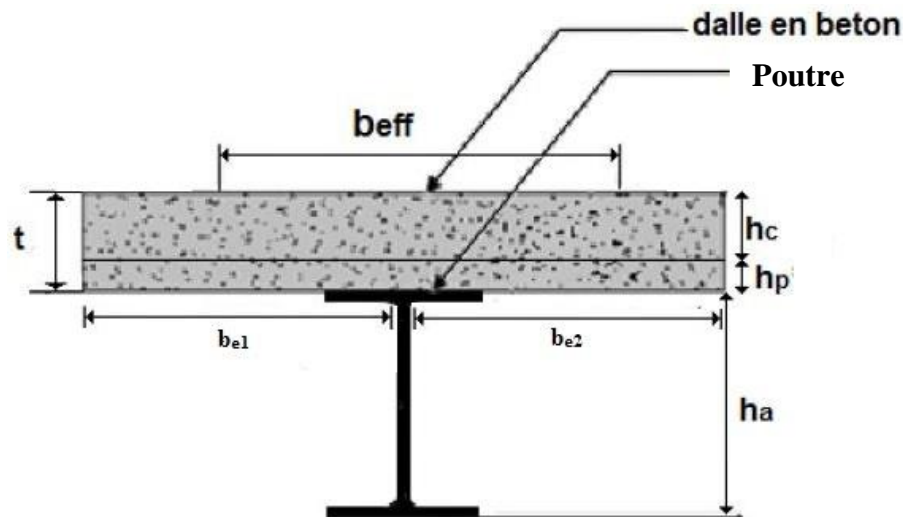


Figure II.13 : Largeur effective de la dalle.

❖ **Combinaison de charges :**

L'entre axe des poutres est de 4.3.

- **ELU** : $q_u = [(1,35 \times (G_p + G_{tot}) + (1,5 \times Q))] \times 4.3.$
- **ELS** : $q_s = [G_p + G_{tot} + Q] \times 4.3.$

Tableau II.33 : Tableau récapitulatif des combinaisons de charge.

Planchers	Poids du profilé (KN/m)	q_u (KN/m)	q_s (KN/m)
Terrasse	0.104	43.50	31.75
Habitation	0.129	39.44	28.50
Commerce	0.158	62.19	43.67

❖ **Position de l'axe neutre :**

$$f_c = h_c b_{eff} 0.85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad , \quad f_a = A_a \frac{f_y}{\gamma_a}$$

$f_c > f_a$: Donc l'axe neutre plastique se trouve dans la dalle.

$$Z = \frac{f_a}{b_{eff} 0.85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c}}$$

Tableau II.34 : Tableau récapitulatif de la position de l'axe neutre

Planchers	IPE	A_a (cm ²)	f_c (KN)	f_a (KN)	Z (cm)
Habitation	120	13.2	1042.66	282	2.16
Terrasse	140	16.4	1042.66	350.36	2.68
Commerce	160	20.1	1042.66	429.40	3.29

❖ Vérification par critère de résistance :

$$M_{sd} = \frac{q_u l^2}{12} \leq M_{rd} = f_a \left(\frac{h_a}{2} + h_p + h_c - \frac{z}{2} \right)$$

Tableau II.35 : Tableau récapitulatif de la vérification à la résistance

Planchers	IPE	M _{sd} (KN.m)	M _{rd} (KN.m)	Observation
Habitation	120	44.99	47.72	Vérifiée
Terrasse	140	49.62	61.87	Vérifiée
Commerce	160	70.94	85.17	Vérifiée

❖ Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{st} = \frac{q_u l}{2} \leq V_{plrd} = \frac{f_y A_v}{1.1 \sqrt{3}}$$

Tableau II.36 : Tableau récapitulatif de vérification de l'effort tranchant.

Planchers	A _{vz} (cm ²)	q _u (KN/m)	V _{st} (KN)	V _{plrd} (KN)	Observation
Habitation	6.31	39.44	72.96	77.82	Vérifiée
Terrasse	7.64	43.50	80.47	94.23	Vérifiée
Commerce	9.66	62.19	115.05	119.14	Vérifiée

• Calcul de la position de l'axe neutre élastique :

$$A_a(h - Z_a - h_c) < \frac{A_c}{n} \times \frac{h_c}{2} \Rightarrow \text{l'axe neutre est dans la dalle}$$

$$Z_{el} = \frac{n \times A_a}{b_{eff}} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times b_{eff}}{n \times A_a} (h - Z_a)} \right]$$

Tableau II.37 : Tableau récapitulatif de la position de l'axe neutre élastique.

	h (cm)	h _c (cm)	A _a (cm ²)	A _c (cm ²)	Z _a (cm)	Z _{el} (cm)
IPE120	24	12	13.2	1104	6	5.05
IPE140	26	12	16.4	1104	7	5.70
IPE160	28	12	20.1	1104	8	6.39

L'axe neutre élastique est dans la dalle.

Calcul du moment d'inertie de la section mixte :

$$I_{my} = I_{ay} + A_a (Z_a - Z_m)^2 + \frac{b_{eff} \times Z_{el}^3}{3n}$$

Tableau II.38 : Tableau récapitulatif de la section mixte.

	A_a (cm ²)	Z_a (cm)	Z_{el} (cm)	Z_m (cm)	I_{ay} (cm ⁴)	I_{my} (cm ⁴)
IPE120	13.2	6	5.05	18.95	318	3105.72
IPE140	16.4	7	5.70	20.3	541	4267.46
IPE160	20.1	8	6.39	21.61	869	5755.16

❖ Vérification par critère de la flèche :

$$f_{max} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_{mixte}} \leq f_{adm} = \frac{l}{300} \quad \text{Avec } (l = 3.7\text{m})$$

Tableau II.39 : Tableau récapitulatif de la vérification de la flèche.

Planchers	IPE	q_s (KN/m)	I_{mixte} (cm ⁴)	f_{max} (m)	f_{adm} (m)	Observation
Habitation	120	28.50	3105.72	1.06×10^{-2}	1.23×10^{-2}	Vérifiée
Terrasse	140	31.75	4267.46	8.64×10^{-3}	1.23×10^{-2}	Vérifiée
Commerce	160	43.67	5755.16	8.81×10^{-3}	1.23×10^{-2}	Vérifiée

II.2.5 Les contreventements :

Nous avons choisi un système de contreventement mixte comme suit :

- contreventement mixte portique /palées triangulées en X selon l'axe Y-Y
- contreventement mixte portique/palées triangulées en V renversée selon l'axe X-X

II.2.6 Pré-dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui appartiennent au portique et servent comme des appuis pour les planchers et comme des éléments de contreventement. Ils reprennent les chargements qui seront transmise par les poutres pour les transmettre aux fondations.

On pré-dimensionne les poteaux dans le but d'arrêter des sections qui reprenant des différentes sollicitations à savoir :

- La flexion composée.
- Le flambement.

Nous appliquons la descente de charge au poteau le plus sollicité on prenant compte de la surface afférente et l'importance des chargements revenant à ce dernier.

Pour les poteaux de l'ossature en éléments mixte nous optons pour des poteaux de type (poteaux mixte entièrement enrobé composé d'un profilé type IPE enrobé par une section rectangulaire en béton armé (voire figure ci-dessous)).

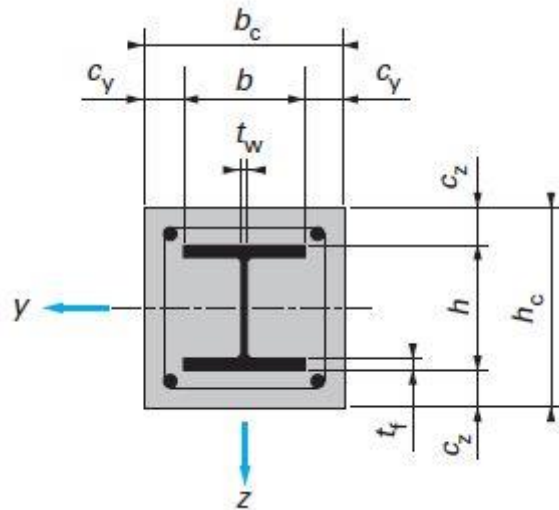


Figure II.14: Section rectangulaire du poteau mixte totalement enrobé.

- Les sections des poteaux mixtes entièrement enrobé sont arrêtées préalablement comme suite :

- Soit un poteau mixte de [(35*40) cm² et IPE 300] pour le s.sol et RDC
- Soit un poteau mixte de [(30*40) cm² et IPE 270] pour les étages 1 ,2 ,3.
- Soit un poteau mixte de [(30*35) cm² et IPE 240] pour les étages 4 ,5 ,6.
- Soit un poteau mixte de [(25*35) cm² et IPE 220] pour les étages 7, 8.

❖ **Vérification de l'enrobage du profilé :**

$$40\text{mm} \leq c_y = \frac{b_c - b}{2} \leq 0.4 b$$

$$40\text{mm} \leq c_z = \frac{h_c - h}{2} \leq 0.3 h$$

b : Largeur du profilé

h : Hauteur du profilé

Tableau II.40 : Tableau récapitulatif de la vérification de l'enrobage.

	b _c (mm)	b (mm)	h _c (mm)	h (mm)	C _z (mm)	C _y (mm)
(35*40) cm ² et IPE 300	350	150	400	300	50	100
(30*40) cm ² et IPE 270	300	135	400	270	65	82.5
(30*35) cm ² et IPE 240	300	120	350	240	55	90
(25*35) cm ² et IPE 220	250	110	350	220	65	70

C_y > 0.4b pour toutes les sections

D'après **Pierre BOURRIER et Jacques BROZZETTI [1]**, Il est permis d'utiliser une épaisseur d'enrobage plus importante (pour des raisons de résistance à l'incendie) mais il convient d'ignorer le supplément d'épaisseur dans le calcul ».

Chapitre III

Etude au séisme

Introduction

Toutes les structures sont susceptibles à affronter des différents phénomènes qui produisent des chargements variables tels que le séisme qui est le risque le plus dangereux et qui cause le plus de dégâts et qui est l'une des manifestations inévitable de la tectonique des plaques qui expose certaines parties de la planète à un risque potentiel permanent.

Dans ce cas le calcul sous l'effet des chargements statique parait insuffisant, d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamique d'une structure afin de prévoir son comportement et minimiser les conséquences désastreuses de ces phénomènes.

L'objectif de ce chapitre est d'élaborer deux modèles avec deux systèmes de constructions différents à savoir :

- Le système de construction classique (béton armé) avec un contreventement mixte voile portique.
- Le système de construction mixte (acier-béton) avec un contreventement (mixte portique / palées triangulées (X, V))

III.1 Modélisation de la structure

La modélisation consiste à transformer un problème physique réel en un modèle qui décrit le phénomène étudié d'une manière aussi fiable que possible et qui reflète le mieux que possible le comportement et les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité, l'amortissement, la réponse.

Pour gagner du temps, nous nous servons du logiciel ETABS, ce logiciel nous permet de déterminer automatiquement les caractéristiques dynamiques d'une structure (rigidité, déplacement, effort, réponse) à partir d'une modélisation tridimensionnelle de la structure.

Le modèle adopté ne comporte que les éléments (Poteaux, Poutres, plancher, escalier et voiles), le reste des éléments est introduit comme un chargement.

Les poteaux et les poutres sont modélisés à l'aide des éléments linéaires de type « Frame » (Colum) pour les poteaux et (Beam) pour les poutres, les volées, les paliers ainsi que les voiles périphériques et de contreventement sont modélisés par des éléments surfaciques de type « Shell »

III.2 Méthode de calcul

Le calcul des forces sismiques dépend de type de la structure et ces dimensions, ce dernier se fait à l'aide des trois méthodes :

- ❖ La méthode statique équivalente
- ❖ La méthode dynamique qui regroupe :
 - La méthode d'analyse modale spectrale
 - La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme

III.2.1 Méthode statique équivalente :

Le règlement parasismique algérien permet sous certaines conditions (**RPA99 /2003 art 4.2**) de calculer la structure par une méthode pseudo dynamique qui se consiste à remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

III.2.1.1 Vérification de la résultante des forces sismique de calcul RPA (Article 4.2.3) :

- Pour l'ossature en béton armé

La force sismique V ; appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q \times W}{R} \quad (\text{RPA99/2003 Art4.1})$$

Tel que :

- A : Coefficient d'accélération de la zone sismique
- R : Coefficient de comportement de la structure
- Q : Facteur de qualité.
- W : Poids totale de la structure
- D : Facteur d'amplification dynamique moyen

Les paramètres cités au-dessus dépendent des caractéristiques de notre structure :

- **Coefficient d'accélération [A]**

- Groupe d'usage (2)
 - Zone sismique (II a)
- $\Rightarrow A = 0,15$ (RPA99/2003 Tableau 4.1)

- **Coefficient de comportement de la structure [R]**

Dans le cas de notre projet, nous avons adoptés un système de contreventement mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction, donc :

$$R = 5 \quad (\text{RPA99/2003 Tableau 4.3})$$

- **Facteur de qualité [Q]**

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

P_q : est la pénalité à retenir selon le critère de qualité (q) (RPA99/2003 Tableau 4.4)

Les valeurs à retenir sont dans le tableau suivant :

Tableau III.1 : valeurs des pénalités P_q

N°	Critère q	observation		Pénalité	
		Sens xx	Sens yy	Pq/xx	Pq/yy
1	Condition minimale sur les files de contreventement	Oui	Non	0	0.05
2	Redondance en plan	Non	Non	0.05	0.05
3	Régularité en plan	Oui	Oui	0	0
4	Régularité en élévation	Oui	Oui	0	0
5	Contrôle de qualité des matériaux	Non	Non	0.05	0.05
6	Control de qualité de l'exécution	Oui	Oui	0	0
ΣP_q				0.10	0.15

Donc : $Q_x = 1.10$, $Q_y = 1.15$

- **Poids totale de la structure [W]**

$$W = \sum w_i \text{ avec } w_i = w_{Gi} + \beta w_{Qi}$$

w_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure.

w_{Qi} : Charges d'exploitation

β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation. **RPA99/2003 (Tableau 4.5)**

Concernant ce projet on a des niveaux à usage d'habitation et commerce donc :

-Usage d'habitation $\beta = 0.2$.

-Usage commerce $\beta = 0.6$.

Le poids totale de la structure a été calculé en utilisant le logiciel ETABS2016, la valeur trouvée est : **W = 21016.59 KN**

- **Facteur d'amplification dynamique moyen [D].**

Le facteur d'amplification dynamique moyen est fonction de la période fondamentale de la structure (T), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement (η).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99/2003(Formule 4.2)}$$

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site

D'après le rapport de sol de notre (annexe 2) le site est classé en catégorie S2 (sol ferme) selon sa nature géotechnique donc :

$$\begin{cases} T_1 = 0.15\text{s} \\ T_2 = 0.4\text{s} \end{cases} \quad \text{RPA99/2003(Tableau 4.7)}$$

- **Calcul de la période fondamentale**

Le facteur de correction d'amortissement η est donné par :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$$

Où le $\xi(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de la structure et de l'importance des remplissages.

$$\text{On prend : } \xi = \frac{10+7}{2} = 8.5\% \Rightarrow \eta = 0.816 \geq 0.7$$

$$T_c = C_T h_N^{\frac{3}{4}} \quad , \quad \text{avec : } h_N = 27.54\text{m}$$

C_T = coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage.

Pour le contreventement mixte portique voiles avec interaction qui est notre cas :

$$C_T = 0.05$$

$$\Rightarrow T_C = 0.60 \text{ s}$$

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

$$T = 0.09 \frac{H}{\sqrt{L}} \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4.7)}$$

L : dimension du bâtiment a la base dans les deux directions.

$$L_x = 18.70\text{m}, L_y = 8.90\text{m}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.57 \text{ s} \\ T_y = 0.83 \text{ s} \end{cases}$$

$$\begin{cases} T_x = \min(T_x; T_C) = 0.57 \text{ s} > T_2 = 0.4 \text{ s} \\ T_y = \min(T_y; T_C) = 0.60 \text{ s} > T_2 = 0.4 \text{ s} \end{cases}$$

Donc:

$$\begin{cases} D_x = 1.61 \\ D_y = 1.55 \end{cases}$$

La période fondamentale statique majoré de 30% est :

$$\begin{cases} T_{sx} = 1.3 \times 0.57 = \mathbf{0.74 \text{ s}} \\ T_{sy} = 1.3 \times 0.60 = \mathbf{0.78 \text{ s}} \end{cases}$$

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_{stx} = \frac{0.15 \times 1.61 \times 1.1 \times 21016.59}{5} = 1116.61\text{KN}$$

$$V_{sty} = \frac{0.15 \times 1.55 \times 1.15 \times 21016.59}{5} = 1123.86\text{KN}$$

- Ossature en mixte (acier-béton)

Nous avons adopté la même méthodologie pour le calcul de l'effort sismique totale pour l'ossature en mixte (acier-béton).

Tableau III.2 : Tableau récapitulatif pour le calcul de l'effort sismique.

	A	R	Q	W (KN)	T ₁ (s)	T ₂ (s)	ξ	η	T _c (s)	T (s)	D	T _s (s)	V _{st} (KN)
Sens xx	0,15	4	1,1	11586.69	0,15	0,4	7,5	0,85	0,60	0,57	1,67	0,74	798.17
Sens yy	0,15	5	1,15	11586.69	0,15	0,4	7,5	0,85	0,60	0,83	1,62	0,78	647.58

Dans notre cas la condition de régularité en plan est satisfaite, mais la hauteur de notre structure (zone IIa, groupe d'usage 2) est supérieur à 23 m, donc la méthode statique équivalente n'est pas permise alors on doit appliquer la méthode dynamique modale spectrale **RPA99/2003(Art4.1.2)**.

III.2.2 Méthode dynamique modale spectrale :

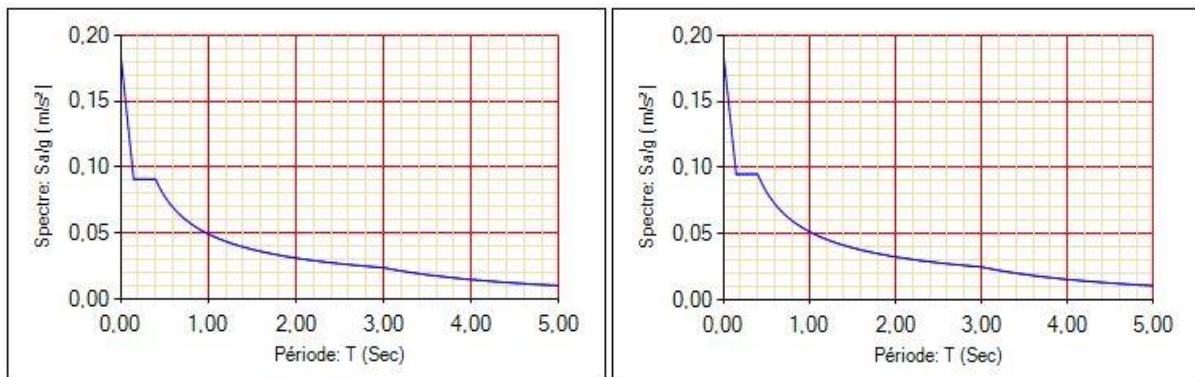
La méthode modale spectrale est sans doute la méthode la plus utilisée pour l'analyse sismique des structures, dans cette méthode on recherche pour chaque mode propre le maximum des effets engendré dans la structure par les forces sismique représenter par un spectre de réponse de calcul .ces effets vont être combinés par la suit suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure.

• **Spectre de réponse de calcul**

Le spectre de réponse règlementaire de calcul est donné par l'expression suivante :

$$\left[\begin{array}{ll}
 1.25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\
 2.5 \eta (1.25 A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\
 2.5 \eta (1.25 A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\
 2.5 \eta (1.25 A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \left(\frac{Q}{R} \right) & T \geq 3.0 \text{ s}
 \end{array} \right. \quad \text{RPA99/2003(Formule4.2)}$$

- Ossature en béton armé

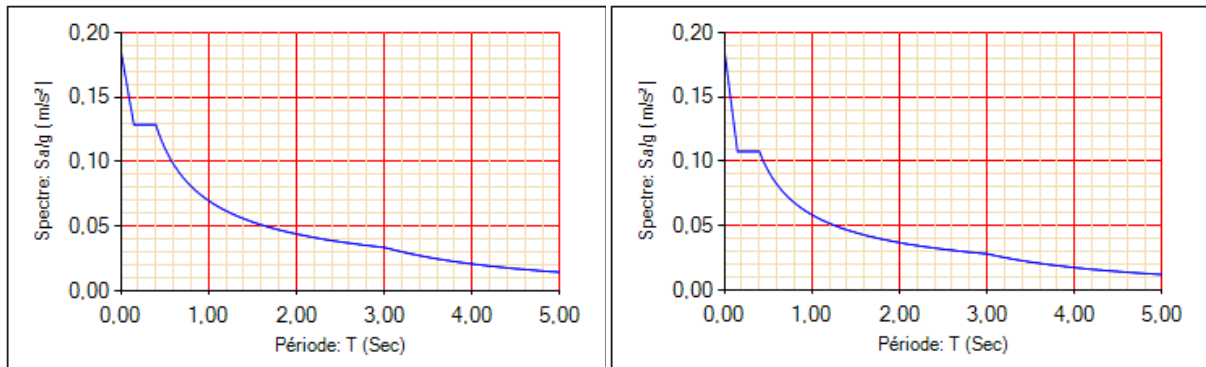


Spectre de réponse sens X-X

Spectre de réponse sens Y-Y

Figure III.1 : spectre de réponse pour l'ossature en béton armé.

- *Ossature en mixte (acier-mixte) :*



Spectre de réponse sens X-X

Spectre de réponse sens Y-Y

Figure III.2 : spectre de réponse pour l'ossature en mixte (acier-béton)

Une fois l'effort dynamique est calculé, le RPA prévoit de faire la vérification suivante :

$$V_{\text{dyn}} < 0.8 V_{\text{st}}$$

Dans le cas où cette condition n'est pas vérifiée, toutes les réponses obtenue par la méthode dynamique doivent être majorées par un coefficient de pondération qui égale à $\left(\frac{0.8 V_{\text{st}}}{V_{\text{dyn}}}\right)$ **RPA99/2003(Art4.3.6)**

Avec : V_{dyn} : Effort tranchant dynamique (calculé par la méthode modal spectrale)

III.2.3 Méthode d'analyse par accélérogramme :

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interpolation des résultats et des critères de sécurité à satisfaire.

III.3 Exigences du RPA99 pour les systèmes mixtes :

1 - Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales. **RPA99/2003(Art 3.4.4.a)**

Les voiles et les portiques reprennent simultanément les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultantes de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

2 - Les valeurs de T (périodes dynamique) calculées à partir du logiciel **ETABS2016** ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques données par le **RPA99/2003(Art4.2.4)** majorée de plus de 30%.

3 - D'après **RPA99/2003 (Art4.3.4)** les modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure ;

- ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum des modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

III.4 Interprétation des résultats de l'analyse dynamique :

Après la modélisation de notre structure avec le logiciel ETABS2016, nous avons obtenu les résultats suivants :

III.4.1 Disposition des voiles de contreventement

Afin d'avoir un bon comportement de la structure et limiter les efforts de torsion accidentelle, plusieurs disposition des voiles ont été testée dans le but d'aboutir à un système de contreventement mixte satisfaisant les exigences du RPA citées dans le paragraphe IV.4.

La disposition des voiles ci-dessous est retenue.

- Ossature en béton armé :

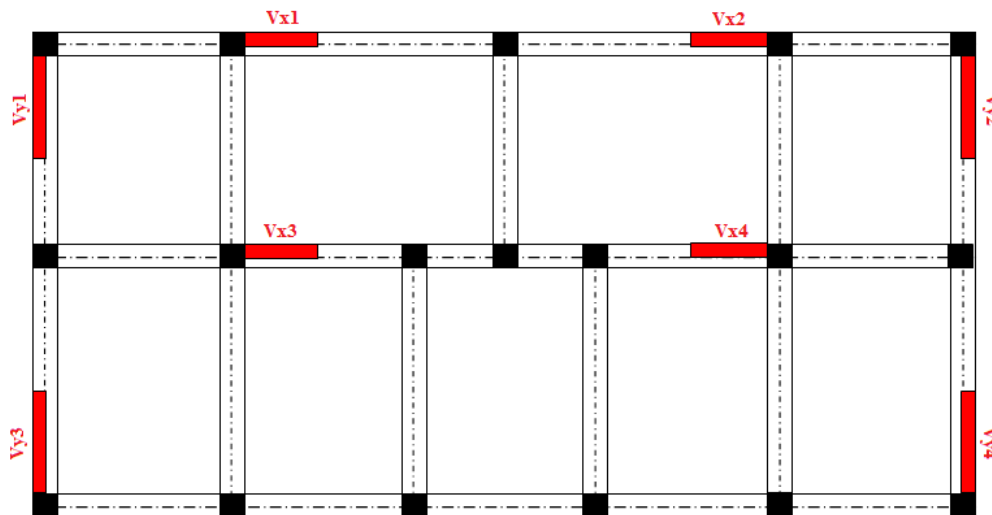


Figure III.3: Disposition des voiles de contreventement pour l'ossature en béton armé.

- Ossature en mixte :

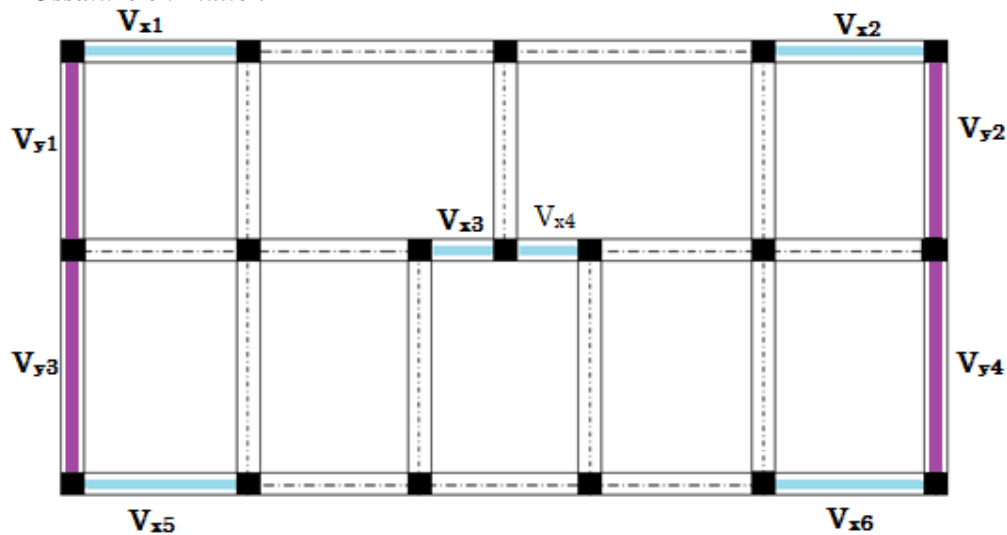


Figure III.4 : Disposition des contreventements pour l'ossature en mixte (acier-béton).

III.4.2 Périodes de vibration et participation massique

Les coefficients de participation massique des modes de vibration représentent le pourcentage d'énergie sismique absorbé dans chaque mode par le bâtiment, la somme de ces coefficients représente l'énergie totale absorbée par le bâtiment.

- Ossature en béton armé :

Tableau III.3 : Modes et périodes de vibration et taux de participation massique pour l'ossature en béton.

modes	Périodes (s)	Individuel mode		Cumulative mode	
		UX	UY	sumX	Sum Y
1	0,764	1,349E-05	0,7043	1,349E-05	0,7043
2	0,733	0,7558	1,471E-05	0,7558	0,7043
3	0,579	0,0001	1,645E-06	0,7558	0,7043
4	0,24	0,1143	0	0,8701	0,7043
5	0,225	0	0,1461	0,8701	0,8505
6	0,17	0,0003	2,18E-06	0,8704	0,8505
7	0,129	0,0489	1,534E-06	0,9193	0,8505
8	0,108	2,094E-06	0,0629	0,9193	0,9143
9	0,082	0,004	0	0,9234	0,9143
10	0,081	0,0253	5,913E-06	0,9487	0,9143
11	0,063	7,55E-06	0,0347	0,9487	0,9481
12	0,055	0,019	1,289E-05	0,9676	0,9481

-Ossature en mixte(acier-béton)

Tableau III.4 : Modes et périodes de vibration et taux de participation massique pour l'ossature en mixte.

modes	Périodes (s)	Individuel mode		Cumulative mode	
		UX	UY	sumX	Sum Y
1	0,718	0	0,7841	0	0,7841
2	0,701	0,6792	0	0,6792	0,7841
3	0,414	0,0001	0	0,6793	0,7841
4	0,232	0	0,1291	0,6793	0,9133
5	0,19	0,2199	0	0,8991	0,9133
6	0,137	0,0001	0	0,8993	0,9133
7	0,129	0	0,0384	0,8993	0,9517
8	0,094	0,0557	0	0,955	0,9517
9	0,09	0	0,019	0,955	0,9707
10	0,077	0,0001	0	0,9551	0,9707
11	0,069	0	0,0112	0,9551	0,9819
12	0,064	0,0217	0	0,9768	0,9819

III.4.3 Comportement de la structure :

- Ossature en béton armé :

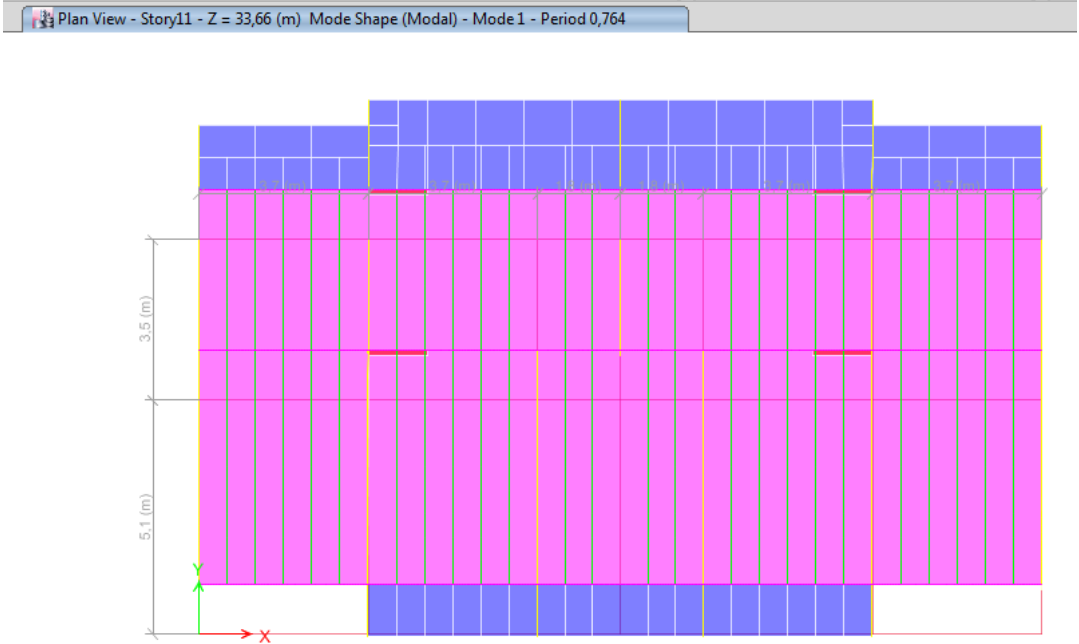


Figure III.5 : Premier mode (Translation selon Y).

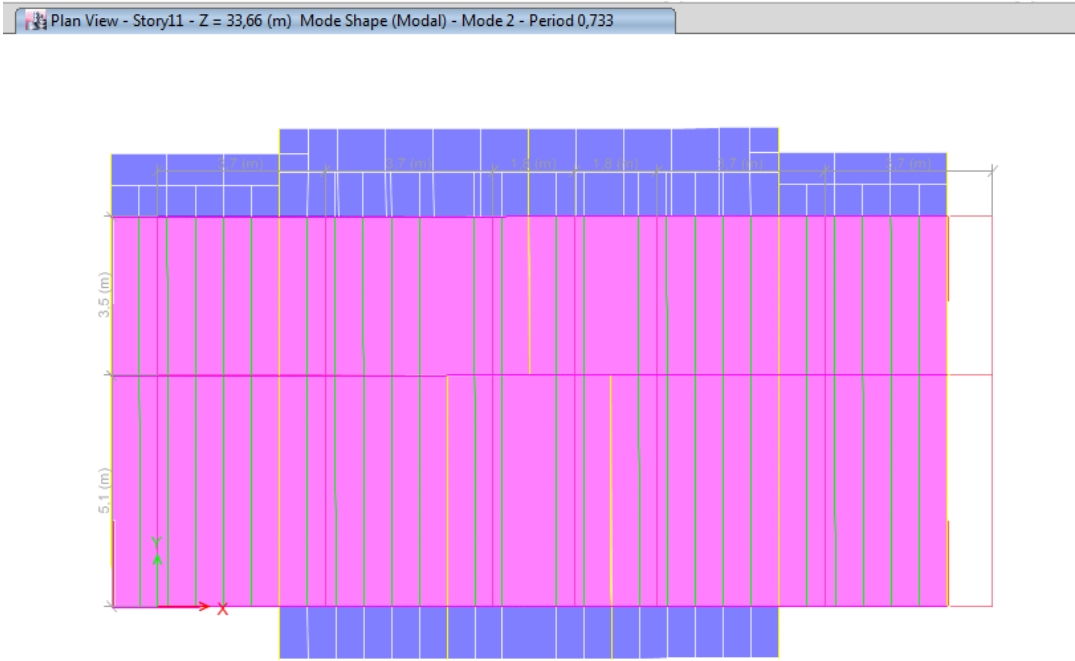


Figure III.6: Deuxième mode (Translation selon X).

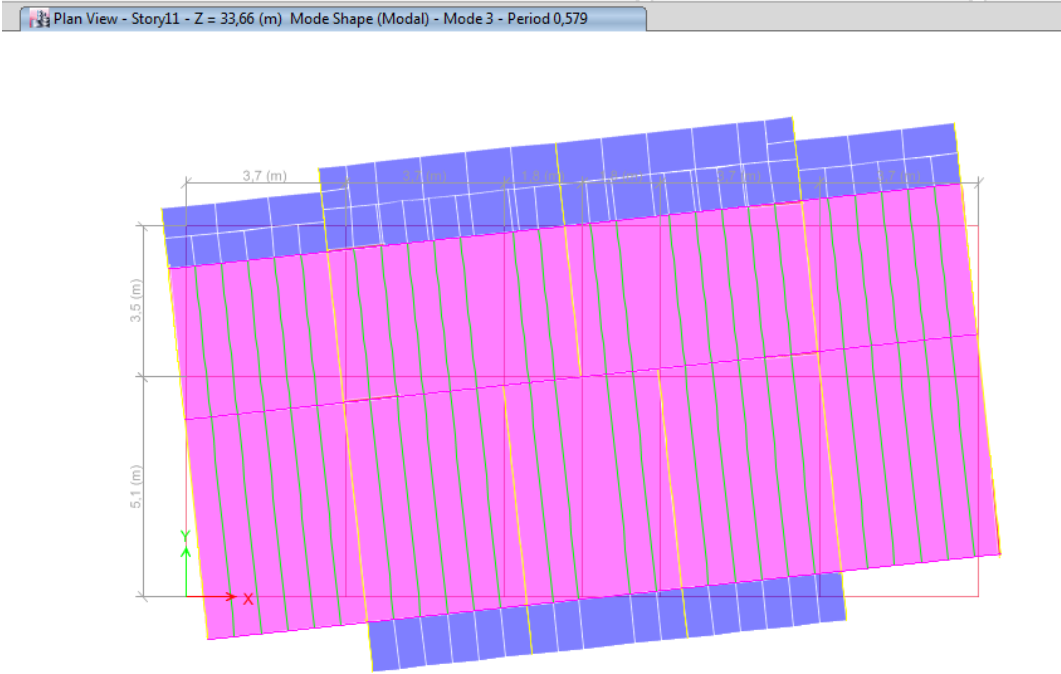


Figure III.7: Troisième mode (Torsion autour de Z).

- Ossature en mixte (acier-béton) :

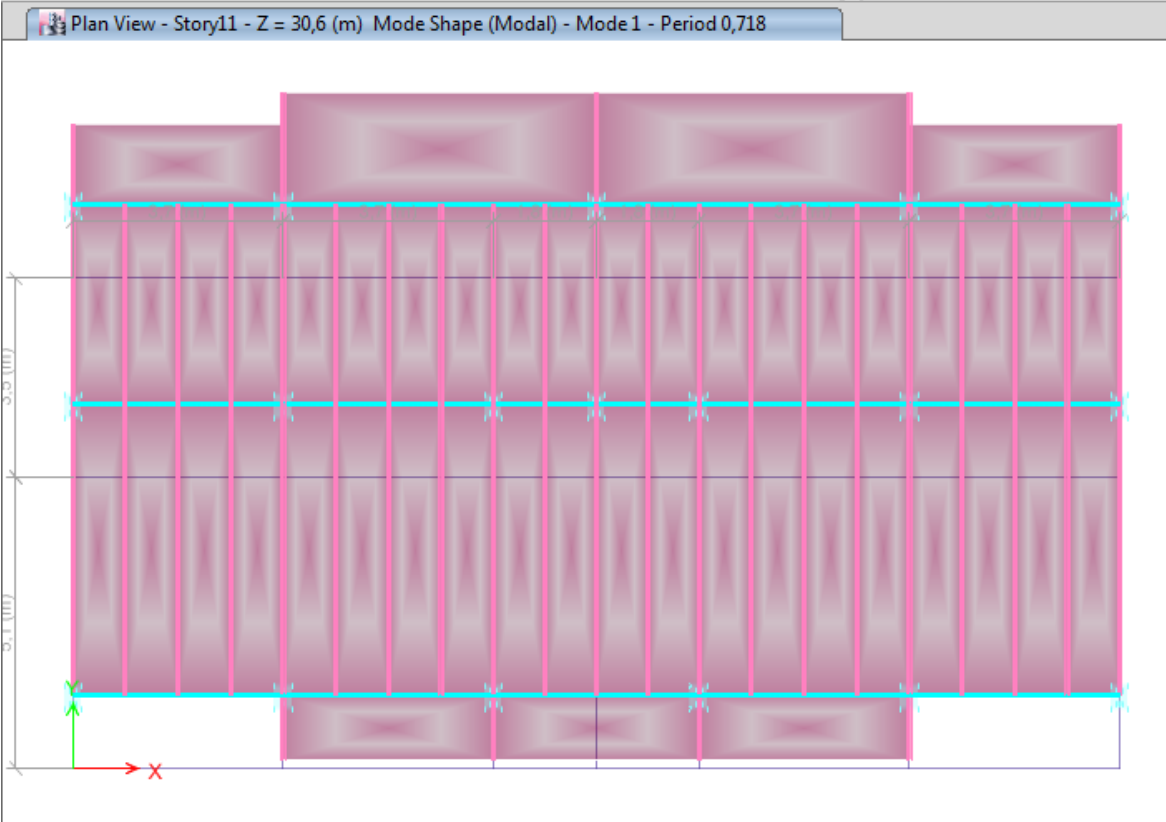


Figure III.8 : Premier mode (Translation selon Y).

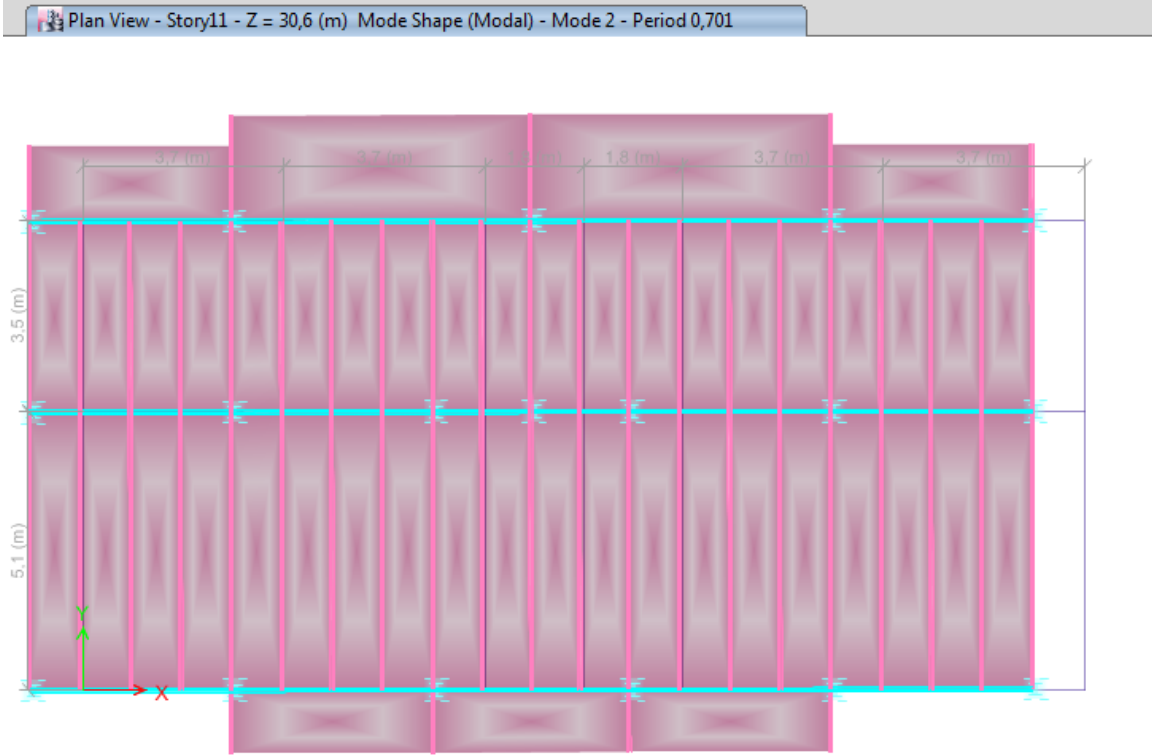


Figure III.9 : Deuxième mode (Translation selon X).

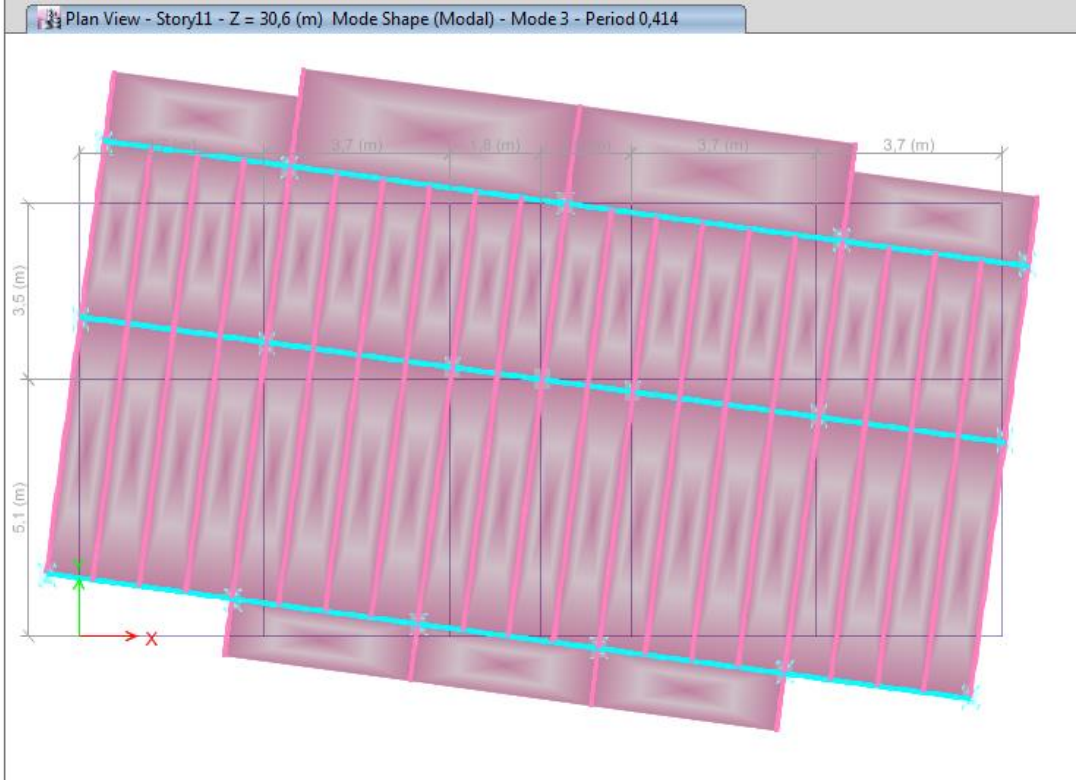


Figure III.10 : Troisième mode (Torsion autour de Z).

III.4.4 Vérification des résultats obtenus vis-à-vis les exigences du RPA99/2003

a) Justification de l'interaction voile-portique

L'article (3.4.4a) du RPA99/version2003 exige que pour les constructions à contreventement mixte avec justification de l'interaction, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales ; les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidité relative ainsi que les sollicitations résultants de leurs interaction à tous les niveaux ;

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

- **Sous charges verticales :**

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \quad \text{Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \quad \text{Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Tableau III.5: vérification sous charge verticale.

Niveau	Charges verticales (KN)		(%) des charges verticales	
	Portiques	voiles	portiques	voiles
RDC	18617,5133	4508,5659	80,50	19,49
01	16308,1791	4164,0315	79,66	20,33
02	14021,0117	3782,3212	78,75	21,24
03	11786,193	3388,9129	77,66	22,33
04	9614,9121	2970,8166	76,39	23,60
05	7519,8294	2509,2019	74,98	25,01
06	5523,1649	1985,0045	73,56	26,43
07	3614,5676	1403,7557	72,02	27,97
08	1825,7405	766,248	70,43	29,56

- **Sous charges horizontales :**

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\% \quad \text{Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\% \quad \text{Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.}$$

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.6 : vérification de l'interaction sous charge horizontale.

Niveaux	Interaction selon X-X				Interaction selon Y-Y			
	Charges horizontales		(%) des charges horizontales		Charges horizontales		(%) des charges horizontales	
	portiques	voiles	portiques	voiles	portiques	voiles	portiques	voiles
RDC	507,4698	493,1364	50,91	49,28	288,3589	617,7071	31,82	68,17
01	550,0369	415,9853	56,93	43,06	280,286	574,4734	32,79	67,20
02	569,5197	343,4954	62,37	37,62	302,9407	487,6252	38,31	61,68
03	498,4138	342,3663	59,27	40,72	310,501	412,098	42,96	57,03
04	468,955	285,132	62,18	37,81	274,2179	369,7786	42,58	57,41
05	365,5861	282,4866	56,41	43,58	257,089	302,378	45,94	54,04
06	313,1306	215,8924	59,19	40,80	206,7698	253,2893	44,94	55,05
07	204,278	181,9478	52,89	47,10	172,8868	175,3448	49,64	50,35
08	163,0094	91,7861	63,97	36,02	166,3396	107,143	60,82	39,17

Conclusion :

A partir des tableaux ci-dessus on déduit que l'interaction sous charges horizontales est vérifiée, pour ce qui est charge verticales la limite de 20% fixée par le RPA n'a pas pu être respectée à partir du niveau sauf dans le (RDC) néanmoins, elle a été légèrement dépassée (moins de 10 %). Toutes les dispositions n'ont pas pu satisfaire l'interaction horizontale et verticale en même temps.

b) Vérification de l'effort normale réduit :

Il est exigé de faire la vérification à l'effort normal réduit pour éviter l'écrasement de la section du béton par la formule suivante :

$$N_{rd} = \frac{N}{B \times f_{c28}} \leq 0.3 \quad \text{RPA99/2003(Art 7.4.3.1)}$$

Tel que : N : L'effort normal maximal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B : Section du béton.

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à la compression

- Ossature en béton armé :

Tableau III.7 : vérification de l'effort normal réduit pour l'ossature en béton armé.

Niveau	b (cm)	h (cm)	Aire (cm ²)	N (KN)	v	observation
RDC	60	65	3900	1597.16	0.16	Vérifiée
01	55	65	3575	1471.72	0.16	Vérifiée
02	55	60	3300	1284.09	0,15	Vérifiée
03	50	60	3000	1090.23	0,14	Vérifiée
04	50	55	2750	895.61	0,13	Vérifiée
05	45	55	2475	710.15	0,11	Vérifiée
06	45	50	2250	535.69	0,09	Vérifiée
07	40	50	2000	367.98	0,07	Vérifiée
08	40	45	1800	208.08	0,04	Vérifiée

- Ossature en mixte (acier-béton) :

Tableau III.8 : vérification de l'effort normal réduit pour l'ossature en mixte (acier-béton).

Niveau	b (cm)	h (cm)	Aire (cm ²)	N (KN)	v	observation
RDC	45	40	1800	1629.198	0.028	Vérifiée
1	45	35	1575	1377.02	0.028	Vérifiée
2	45	35	1575	1145.63	0.023	Vérifiée
3	45	35	1575	929.16	0.018	Vérifiée
4	40	35	1400	726.34	0.016	Vérifiée
5	40	35	1400	540.14	0.012	Vérifiée
6	40	35	1400	373.18	0.008	Vérifiée
7	40	30	1200	262.13	0.007	Vérifiée
8	40	30	1200	152.89	0.004	Vérifiée

c) Vérification de la résultante des forces sismiques :

En se référant à l'article (4.3.6) du **RPA99/Version2003**, la résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

- Ossature en béton armé :

Tableau III.9 : Vérification de la résultante des forces sismique pour l'ossature en béton armé.

Force sismique à la base	V_{dyn} (KN)	$0.8*V_{st}$ (KN)	Observation
Sens X-X	1030.61	893.28	Vérifiée
Sens Y-Y	920.75	899.08	Vérifiée

$V_{dyn} > 0.8 V_{st}$ pour l'ossature en béton armée la force sismique est vérifiée.

- Ossature en mixte (acier-béton) :

Tableau III.10 : vérification de la résultante des forces sismique pour l'ossature en mixte (acier-béton)

Force sismique à la base	V_{dyn} (KN)	$0.8 \cdot V_{\text{st}}$ (KN)	Observation
Sens X-X	933.87	724.59	Vérifiée
Sens Y-Y	822.75	587.87	Vérifiée

$V_{\text{dyn}} > 0.8 V_{\text{st}}$ pour l'ossature mixte (acier-béton) la force sismique est vérifiée.

d) Justification vis-à-vis des déformations

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{RPA99 (Article 4.4.3)}$$

$$\text{Avec : } \delta_{k,x} = R \times \delta_{ekx} \quad \delta_{k,y} = R \times \delta_{eky}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K-1$ est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

$$\text{Avec : } \Delta_k < 1\% h_k \quad \text{RPA99 (Article 5.10)}$$

- Ossature en béton armé :

Tableau III.11 : Vérification des déplacements pour l'ossature en béton armé.

Niveau	h_k (cm)	Sens x-x					Sens y-y				
		δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	Δ_k/h_k (%)	δ_{ek}	δ_k	δ_{k-1}	Δ_k	Δ_k/h_k
RDC	306	0,07	0,36	0	0,36	0,117	0,05	0,26	0	0,26	0,085
01	306	0,21	1,09	0,36	0,73	0,241	0,16	0,84	0,26	0,58	0,190
02	306	0,39	1,96	1,09	0,86	0,282	0,32	1,63	0,84	0,78	0,258
03	306	0,56	2,84	1,96	0,88	0,288	0,50	2,53	1,63	0,90	0,295
04	306	0,73	3,67	2,84	0,83	0,271	0,69	3,47	2,53	0,93	0,305
05	306	0,88	4,43	3,67	0,75	0,247	0,87	4,38	3,47	0,90	0,296
06	306	1,01	5,08	4,43	0,65	0,214	1,04	5,22	4,38	0,84	0,276
07	306	1,12	5,61	5,08	0,52	0,172	1,19	5,98	5,22	0,76	0,248
08	306	1,20	6,03	5,61	0,42	0,137	1,33	6,67	5,98	0,68	0,224

- *Ossature en mixte (acier-béton) :*

Tableau III.12 : Vérification des déplacements pour l'ossature en mixte (acier-béton)

niveau	h_k (cm)	Sens x-x					Sens y-y				
		δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	Δ_k/h_k (%)	δ_{ek}	δ_k	δ_{k-1}	Δ_k	Δ_k/h_k
RDC	306	0,07	0,28	0	0,28	0,091	0,13	0,65	0	0,65	0,212
01	306	0,20	0,80	0,28	0,52	0,169	0,33	1,65	0,65	1	0,326
02	306	0,38	1,52	0,80	0,72	0,235	0,53	2,65	1,65	1	0,326
03	306	0,60	2,4	1,52	0,88	0,285	0,73	3,65	2,65	1	0,326
04	306	0,84	3,36	2,4	0,96	0,313	0,93	4,65	3,65	1	0,326
05	306	1,10	4,40	3,36	1,04	0,339	1,11	5,55	4,65	0,9	0,294
06	306	1,36	5,44	4,40	1,04	0,339	1,27	6,35	5,55	0,8	0,261
07	306	1,63	6,52	5,44	1,08	0,352	1,41	7,05	6,35	0,7	0,228
08	306	1,88	7,52	6,52	1	0,326	1,52	7,60	7,05	0,55	0,179

D'après les deux tableaux ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage

e) *Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :*

Les effets de second ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0.10 \quad \text{RPA99 (Article 5.9)}$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau (k).

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + W_{Qi})$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau k

Δ_k : déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1

h_k : hauteur d'étage (k)

Si $0.10 < \theta_k < 0.20$: Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre par le facteur $\frac{1}{(1-\theta_k)}$.

Si $\theta_k > 0.20$: La structure est potentiellement instable et doit être redimensionner.

- Ossature en béton armé :

Tableau III.13 : vérification de l'effet P- Δ pour l'ossature en béton armé.

Niveau	h_k (cm)	P_k (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k	Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k
RDC	306	21016,59	0,36	1030,61	0,023	0,2605	920,75	0,019
01	306	18557,44	0,7395	1007,84	0,044	0,5815	897,88	0,039
02	306	16140,61	0,8635	959,34	0,047	0,7895	852,01	0,048
03	306	13768,80	0,8815	887,30	0,044	0,904	793,92	0,051
04	306	11435,85	0,831	796,25	0,039	0,936	717,71	0,048
05	306	9135,31	0,7575	686,58	0,032	0,9085	628,82	0,043
06	306	6870,18	0,655	559,90	0,026	0,8455	522,10	0,036
07	306	4634,01	0,528	411,09	0,019	0,7615	396,38	0,029
08	306	2429,82	0,4205	242,61	0,013	0,688	246,86	0,022

- Ossature en mixte (acier-béton) :

Tableau III.14 : vérification de l'effet P- Δ pour l'ossature en mixte (acier-béton).

Niveau	h_k (cm)	P_k (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k	Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k
RDC	306	11586.69	0,28	933.87	0,013	0,65	822.75	0,035
01	306	10282.65	0,52	903.48	0,022	1	800.23	0,049
02	306	9011.85	0,72	852.41	0,029	1	757.43	0,045
03	306	7741.05	0,88	788.15	0,033	1	699.11	0,042
04	306	6470.25	0,96	715.85	0,033	1	628.78	0,039
05	306	5225.51	1,04	635.89	0,032	0,9	546.94	0,032
06	306	3980.76	1,04	542.31	0,028	0,8	450.21	0,026
07	306	2736.01	1,08	424.91	0,026	0,7	335.95	0,021
08	306	1520.48	1	265.59	0,020	0,55	200.27	0,015

La condition $\theta \leq 0.1$ est satisfaite pour les deux systèmes de construction, d'où les effets de second ordre ou effet P- Δ peuvent être négligés.

III.5 Conclusion :

Nous avons opté pour la disposition des voiles qui nous jugions optimale, satisfaisante vis-à-vis les exigences du RPA à savoir : la vérification de la période, le comportement de la structure, l'interaction voiles-portiques, l'effort normal réduit, le déplacement et l'effet du deuxième ordre.

La satisfaction de toutes les exigences de l'étude dynamique n'est pas une chose aisée pour tout type de structures, car des contraintes architecturales peuvent entravée certaines étapes.

Dans notre cas, on a pu vérifier toutes les exigences de l'étude dynamique, selon le RPA99/2003.

Les sections définitives des sections des éléments structuraux sont résumées dans le tableau suivant en (cm) :

- Ossature en béton armé :

Tableau III.15 : Dimensions finales des éléments structuraux pour l'ossature en béton armé

l'élément	s.sol	RDC	01	02	03	04	05	06	07	08
Poteaux (cm ²)	60*70	60*65	55*65	55*60	50*60	50*55	45*55	45*50	40*50	40*45
Voiles					15 cm					
Poutres principales					30*45 (cm ²)					
Poutres secondaire					30*40 (cm ²)					

- Ossature en mixte (acier-béton) :

Tableau III.16 : Dimensions finales des éléments structuraux pour l'ossature en mixte (acier-béton).

L'élément	s.sol	RDC	01	02	03	04	05	06	07	08
Poteaux	IPE300 40*45(cm ²)			IPE270 35*45(cm ²)			IPE240 35*40(cm ²)			IPE220 30*40(cm ²)
Poutres maitresse	IPE160					IPE120				IPE140
Solive	IPE140					IPE120				
Contreventement				2UPN200, 2UPN240, 2UPN80						

Chapitre IV

Etude des éléments structuraux

Après avoir déterminé les sollicitations dans les deux modèles (ossature en béton armée ; ossature en mixte) avec le logiciel ETABS.V16, nous proposons une étude pour les éléments constructifs à savoir :

- Poteaux, poutres et voiles pour l'ossature en béton armée.
- Poutres maitresses et solives pour l'ossature en mixte.

IV.1 Etude des éléments de l'ossature en béton armée :

IV.1.1. Étude des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure. Leurs ferrailages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans notre modèle dans l'ordre suivant : **(RPA99/2003)**.

- ✓ $1.35 G + 1.5 Q$(1)
- ✓ $G + Q$(2)
- ✓ $G + Q + E$(3) **RPA99/ 2003 (Art 5.2)**
- ✓ $G + Q - E$(4)
- ✓ $0.8 G + E$(5)
- ✓ $0.8 G - E$(6)

Les armatures sont déterminées à partir les sollicitations suivantes :

1. Effort normal maximal et le moment correspondant : $(N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}})$
2. Effort normal minimal et le moment correspondant : $(N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}})$
3. Moment maximum et effort normal correspondant : $(M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}})$

Recommandations du RPA99/2003 :

- **Les armatures longitudinales (Article 7.4.2.1) :**
 - ✓ Les armatures longitudinales doivent être d'haute adhérence, droites et sans crochets.
 - ✓ Leur pourcentage minimal sera de : $0.8 \% \times b_1 \times h_1$ en zone II, avec b_1 et h_1 dimensions de la section transversale du poteau.
 - ✓ Leur pourcentage maximal sera de :
 - 4 % en zone courante.
 - 6 % en zone de recouvrement.
 - ✓ Le diamètre minimum est de 12mm.
 - ✓ La longueur minimale des recouvrements : $l_r = 40\phi$ en zone IIa.
 - ✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25cm en zone (IIa).
 - ✓ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent.

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA99/V2003 sont apportées dans le tableau suivant :

Tableau IV.1 : Tableau récapitulatif des sections de ferrailage

Niveau	Section (cm ²)	RPA	A _{min} (cm ²)	A _{max} RPA(cm ²)	
				Zone courante	Zone de recouvrement
S.SOL1	70*60		33.6	168	252
RDC	65*60		31.2	156	234
1	65*55		28.6	143	214,6
2	60*55		26.4	132	198
3	60*50		24	120	180
4	55*50		22	110	165
5	55*45		19.8	99	148,5
6	50*45		18	90	135
7	50*40		16	80	120
8	45*40		14.4	72	108

Les armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e} \quad (\text{Art 7.2})$$

- ✓ t : L'espacement des armatures transversales.
- ✓ V_u : L'effort tranchant de calcul.
- ✓ h_1 : Hauteur totale de la section brute.
- ✓ f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.
- ✓ ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort

tranchant, il est pris égal à 2,5 si l'élançement géométrique " λ_g " dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

La quantité d'armatures transversales minimales $\frac{A_t^{\min}}{t \times b}$ en % est donnée comme suit :

$$A_t^{\min} = 0.3\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$A_t^{\min} = 0.8\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \leq 3$$

si : $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'élançement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

; Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et l_f : longueur de flambement du poteau.

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_t$ minimum .
- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

IV.1.1.1 Les sollicitations dans les poteaux :

Tableau IV.2 : tableau récapitulatif des sollicitations pour les poteaux

niveau	N_{\max}	$\rightarrow M_{\text{corre}}$	comb	M_{\max}	$\rightarrow N_{\text{corres}}$	comb	N_{\min}	$\rightarrow M_{\text{corre}}$	comb
S.SOL	363,36	14,95	(5)	118,87	-1152,57	(3)	-2213,41	0,72	(1)
RDC	510,70	24,87	(5)	-116,57	-1593,92	(3)	-2053,74	-9,25	(1)
1	285,04	11,81	(6)	108,40	-241,55	(3)	-1806,06	-29,37	(1)
2	152,50	12,92	(5)	111,46	-262,97	(3)	-1566,13	-26,04	(1)
3	33,09	13,28	(5)	106,79	-253,60	(3)	-1333,04	-29,91	(1)
4	-29,13	15,55	(5)	94,50	-240,58	(3)	-1107,29	-28,78	(1)
5	-40,49	9,07	(5)	89,55	-214,56	(3)	-888,05	-31,46	(1)
6	-16,97	10,15	(5)	70,74	-171,97	(3)	-675,65	-30,11	(1)
7	13,49	7,55	(5)	62,08	-115,69	(3)	-468,18	-27,11	(1)
8	17,59	12,75	(5)	81,34	-253,52	(1)	-269,38	-52,82	(1)

IV.1.1.2 Ferrailage :

Les sections de ferrailage adoptées pour les poteaux selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables à la flexion simple sont représentées dans le tableau suivant

- **Armatures longitudinales**

Tableau IV.3 : Tableau récapitulatif des armatures longitudinales.

Niveau	Section (cm ²)	A_{\min} RPA (cm ²)	A_{cal} (cm ²)	$A_{\text{adopté}}$ (cm ²)	Section de ferrailage
S.SOL	70*60	33.6	10.4	34.18	8HA12+8HA20
RDC	65*60	31.2	14.8	32.68	10HA16+4HA20
1	65*55	28.6	9.6	28.65	8HA16+4HA20
2	60*55	26.4	9.2	28.65	8HA16+4HA20
3	60*50	24	8.8	24.13	12HA16
4	55*50	22	8.4	22.24	8HA16+4HA14
5	55*45	19.8	8	20.11	10HA16
6	50*45	18	7.6	18.22	6HA16+4HA14
7	50*40	16	7.2	16.58	6HA16+4HA12
8	45*40	14.4	6.8	15.14	6HA16+2HA12

- **Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont déterminées grâce aux formules du RPA, Les résultats de calcul et les sections adoptées sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau IV.4 : Tableau récapitulatif des armatures transversales.

Niveau	B cm ²	ϕ_l^{max} cm	l_f m	λ_g	V _u KN	l_r m	S_t		A_t^{min} cm ²	A_t^{cal} cm ²	$A_t^{adopté}$ cm ²
							Z.nod cm	Z.cour cm			
S,sol	70*60	2	182	3.03	68.19	80	12	15	5.68	1.36	4HA12+2HA10
RDC	65*60	2	182	3.03	93.06	80	15	20	7.11	2.68	4HA12+4HA10
1 ^{er} étage	65*55	2	182	3.30	89.96	80	15	20	5.94	2.59	4HA12+2HA10
2 ^{ème} étage	60*55	2	182	3.30	81.87	80	15	20	5.94	2.55	4HA12+2HA10
3 ^{ème} étage	60*50	1.6	182	3.64	72.42	64	15	20	4.80	2.26	4HA10+2HA12
4 ^{ème} étage	55*50	1.6	182	3.64	65.94	64	12	20	3.84	2.24	4HA10+2HA8
5 ^{ème} étage	55*45	1.6	182	4.04	57.08	64	15	20	3.64	1.94	4HA10+2HA8
6 ^{ème} étage	50*45	1.6	182	4.04	46.30	64	12	20	2.91	1.73	4HA10
7 ^{ème} étage	50*40	1.6	182	4.55	38.90	64	12	15	1.96	1.09	4HA8
8 ^{ème} étage	45*40	1.6	182	4.55	38.16	64	12	15	1.96	1.19	4HA8

Conformément au RPA99/2003 et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier la condition suivante : $\phi_t \geq \frac{\phi_t^{max}}{3}$

Pour notre cas : $\phi_t \geq \frac{20}{3} = 6.66mm$

IV.1.1.3 Vérifications

- **Vérification au flambement (effort normal ultime) :**

Selon le BAEL91 (Article 4. 4. 1), les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état ultime de stabilité de forme (flambement).

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau (puisque la section des poteaux et l'effort normal varient d'un étage à un autre).

$$N_U = \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

Tel que :

α : Coefficient fonction de l'élanement λ

B_r : Section réduite du béton.

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \dots\dots\dots Si \lambda < 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 & \dots\dots\dots Si \lambda > 50 \end{cases} \quad \lambda = \frac{l_f}{i}$$

l_f : Longueur de flambement ; h : hauteur libre d'étage ; i : Rayon de giration

$$i = \left(\frac{I}{A}\right)^{\frac{1}{2}} = \left(\frac{b \times h^2}{12bh}\right)^{\frac{1}{2}} = \left(\frac{h^2}{12}\right)^{\frac{1}{2}}$$

Les résultats des calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.5 : Tableau récapitulatif de la vérification de flambement.

Section cm ²	l ₀ m	l _f m	i m	λ	α	A _s cm ²	B _r cm ²	N _{max} KN	N _U KN
65*60	2.60	1.82	0.187	9.73	0.837	32.68	3654	2053,74	7671.74
65*55	2.60	1.82	0.187	9.73	0.837	28.65	3339	1806,06	7044.62
60*55	2.60	1.82	0.173	10.52	0.834	28.65	3074	1566,13	6528.24
60*50	2.60	1.82	0.173	10.52	0.834	24.13	2784	1333,04	5859.65
55*50	2.60	1.82	0.158	11.51	0.832	22.24	2544	1107,29	5347.17
55*45	2.60	1.82	0.158	11.51	0.832	20.11	2279	888,05	4795.58
50*45	2.60	1.82	0.144	12.63	0.828	18.22	2064	675,65	4322.49
50*40	2.60	1.82	0.144	12.63	0.828	16.58	1824	468,18	2840.06
45*40	2.60	1.82	0.129	14.10	0.823	15.14	1634	269,38	34211.80

Conclusion : on voit bien que $N_{max} < N_U$ donc il y'aura pas un risque de flambement.

IV.1.2. Etude des poutres :

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Après détermination des sollicitations (M,T), on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le RPA99/2003 et celles données par le BAEL91.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel ETABS2016, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le RPA99 /2003 suivantes :

- ✓ 1.35 G +1.5 Q
- ✓ G + Q
- ✓ G + Q+E
- ✓ G + Q -E

RPA99/ 2003 (Art 5.2)

- ✓ 0.8 G+E
- ✓ 0.8 G -E

Recommandation du RPA99/2003 :

- **Coffrage :**

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$b \geq 20\text{cm}$$

$$h \geq 30\text{cm} \quad \text{et} \quad h/b \leq 4 \quad \text{RPA99/ 2003(article 7.5.1)}$$

$$b_{\max} \leq 1.5h + b$$

- **Ferraillage :**

- **Les armatures longitudinales RPA 99/2003 (article 7.4.2.1):**

- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section de la poutre. $A_l^{\min} = 0.5\% b * h$.
- ✓ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% de la section de la poutre en zone courante.
 - 6% de la section de la poutre en zone de recouvrement.
- ✓ Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de :
 - 40ϕ En zone II_a.
 - avec : ϕ_{\max} : est le diamètre maximale utilisé.
- ✓ Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).
- ✓ Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées, néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un coté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussé au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.
- ✓ On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

- **Les armatures transversales RPA 99/2003 (article 7.5.2.2):**

- ✓ La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S \times b$$
- ✓ L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$$S \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right), \text{ Zone nodale (Zone II).}$$

$$S \leq \frac{h}{2}, \text{ Zone courante (Zone II).}$$

- ✓ La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- ✓ Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

IV.1.2.1.Ferraillage des poutres :

- **Sollicitation de calculs et ferraillage longitudinale :**

Les sollicitations de calcul les plus défavorables et les sections choisies sont représentées dans les tableaux ci-dessous :

- **Poutres principales :**

Tableau IV.6 : Tableau récapitulatif du ferraillage pour les poutres principales.

P.P	localisation	Mmts KN.m	V KN	A_{CAL} cm ²	A_{Min} cm ²	$A_{choisis}$ cm ²
S.SOL	Appuis	77.45		4.68		3HA12+1HA14=4.93
RDC	Travée	76.48	67.38	4.62	6.75	3HA12+1HA14=4.93
Habitation	Appuis	108.76		6.69		3HA12+2HA14+1HA12=7.6
	Travée	108.86	92.75	6.70	6.75	3HA12+2HA14+1HA12=7.6
Terrasse	Appuis	64.85		3.89		3HA12+2HA14+1HA12=7.6
	Travée	29.22	42.23	1.72	6.75	3HA12+2HA14+1HA12=7.6

- **Poutres secondaires :**

Tableau IV.7 : Tableau récapitulatif du ferraillage pour les poutres secondaires.

P.S	localisation	Mmts KN.m	V KN	A_{CAL} cm ²	A_{MIN} m ²	$A_{choisis}$ cm ²
S.SOL	Appuis	82.30		5.72		3HA12+2HA14=6.47
RDC	Travée	72.66	118.24	5.01	6	3HA12+2HA12=5.65
Habitation	Appuis	123.52		8.87		3HA14+3HA14=9.24
	Travée	102.80	174.58	7.26	6	3HA12+2HA14+1HA12=7.6
Terrasse	Appuis	68.15		4.69		3HA12+1HA14=4.93
	Travée	51.77	57.22	3.52	6	3HA12+1HA12=4.52

➤ **Longueur de recouvrement :**

$$l_r \geq 40 \Phi_l$$

RPA/2003 Art (7.5.2.1).

$$\Phi_l = 14\text{mm} \rightarrow l_r \geq 40 \times 1.4 = 56\text{cm}, \text{ on adopt } l_r = 60\text{cm}.$$

➤ **Pourcentage total maximum des aciers longitudinaux:**

$$A_{min} = 0.5\%b \times h$$

RPA/2003 Art (7.5.2.1).

- ✓ **Poutres principales :**

$$A_{min} = 0.005 \times 30 \times 45 = 6.75\text{cm}^2$$

- ✓ **Poutres secondaires :**

$$A_{min} = 0.005 \times 30 \times 40 = 6\text{cm}^2$$

- Les armatures transversales :

$$\phi \leq \min\left(\phi_1; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \quad \text{BAEL91 (article H.III.3)}$$

- Poutres principales :

$$\phi \leq \min\left(1.4; \frac{45}{35}; \frac{30}{10}\right) \leq 1.28 \text{ cm}$$

- Poutres secondaires :

$$\phi \leq \min\left(1.4; \frac{40}{35}; \frac{30}{10}\right) \leq 1.14 \text{ cm}.$$

Donc on prend $\phi_t = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier).

- Calcul des espacements des armatures transversales :

$$S_{t1} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} \Rightarrow S_{t1} \leq 67 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \min(0.9 d, 40 \text{ cm}) = 33.3 \text{ cm}$$

BAEL91 (Article H.III.3)

$$S_{t3} \leq \frac{0.9 \times f_e \times A_t}{b_0 \times \gamma_s \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})}$$

Selon le RPA 99/2003 (article 7.5.2.2):

- $S_t \leq \frac{h}{2}$; on prend $S_t = 20 \text{ cm}$ pour zone courante.
- $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_t^{\min}\right)$; on prend $S_t = 10 \text{ cm}$ pour zone nodale.
- $A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 1$.
 $A_t^{\min} < A_t \dots \dots \dots$ condition vérifiée.

IV.1.3 Etude des voiles :

Le RPA 99/ 2003, exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone II_a (moyenne sismicité).

Les voiles de contreventement peuvent être définis comme étant des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre, outre les charges verticales (au plus 20%), les efforts horizontaux (au plus 75%) grâce à leurs rigidités importantes dans leurs plan. Ils présentent deux plans l'un de faible inertie et l'autre de forte inertie ce qui impose une disposition dans les deux sens (x et y).

Un voile travaille comme une console encasté à sa base, on distingue deux types de voiles qui ont des comportements différents :

✓ Voiles élancés : $\frac{h}{l} > 1.5$

✓ Voiles courts : $\frac{h}{l} < 1.5$

Un voile est sollicité en flexion composée avec un effort tranchant, d'où on peut citer les principaux modes de rupture suivants :

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.

- Rupture par écrasement ou traction du béton

Recommandation du RPA :

Armatures verticales :

Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion. Elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

- ✓ L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que : $A_{min} = 0.20\% (L_t \times e)$
 l_t : Longueur de la zone tendue.
 e : épaisseur du voile.
- ✓ Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturés avec des cadres horizontaux dont l'espacement $s_t < e$ (e : épaisseur de voile).
- ✓ A chaque extrémités du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile.
- ✓ Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

Armatures horizontales :

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, Elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10\phi_l$.

Armatures transversales :

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement. Elles sont en nombre de quatre épingles par $1m^2$ au moins.

Armatures de coutures :

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{Vj} = 1.1 \times \frac{V}{f_e}; \text{ avec : } V = 1.4 \times V_u$$

Règles communes (armatures verticales et horizontales) :

Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :

- $A_{min} = 0.15\%$ de la section du voile, dans la section globale du voile.
- $A_{min} = 0.10\%$ de la section du voile, dans la zone courante
- $\phi_l \leq \frac{1}{10} \times e$ (Exception faite pour les zones d'about).
- ✓ L'espacement : $S_t = \min(1.5 e, 30 \text{ cm})$.
- ✓ Les deux nappes d'armatures horizontales doivent être reliées avec au moins quatre épingles par m^2 . Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- ✓ Longueurs de recouvrement :
 - 40ϕ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts et possible.

- 20ϕ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

V.1.3.1 ferrailage :

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous (M et N) pour une section ($e \times L$) selon la sollicitation la plus défavorable de ce qui suit :

✓ $N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}} \dots\dots (1)$

✓ $N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}} \dots\dots (2)$

✓ $M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}} \dots\dots (3)$

Armatures horizontales :

$$\frac{A_t}{e \times St} \geq \frac{\tau_u - 0.3 \times f_{t28} \times K}{0.8 \times f_c \times (\cos \alpha + \sin \alpha)} \left\{ \begin{array}{l} \text{flexion composé} \\ \text{un effort } N = \text{compression} \end{array} \right. \Rightarrow k = 1 + \frac{3\sigma_{cm}}{f_{c28}}$$

$\sigma_{cm} = \frac{N_{\text{compression}}}{b * h}$; contrainte moyenne de compression.

$St \leq \min(1.5 \times e, 30\text{cm})$

$\tau_u = \frac{V_u}{e \times d} < 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa.}$

La longueur de recouvrement :

$$L_r \left\{ \begin{array}{l} 40\phi, \text{ pour les barres situées dans les zones ou le renversement du signe des efforts} \\ \text{est possible.} \\ 20\phi, \text{ pour les barres situées dans les zones comprimées.} \end{array} \right.$$

Règles communes :

$$A_{\min} \left\{ \begin{array}{l} 0.15\% (L_x \times e), \text{ globalement dans la section du voile.} \\ 0.10\% (L_c \times e), \text{ en zone comprimé.} \\ 0.20\% (L_t \times e), \text{ en zone tendue.} \end{array} \right.$$

✓ **Diamètres des barres :**

$\phi < \frac{1}{10} e$

✓ **Espacement des barres horizontales et verticales :**

$S_t \leq 1.5 \times e$

$S_t \leq 30 \text{ cm}$

Dans notre travail nous avons calculés la section de ferrailage pour le voile Vx2 qui est d'une longueur de 1.3m et d'une épaisseur de 15cm ($d=1.25\text{m}$)

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau suivant :

sollicitation	N (KN)	M (KN.m)	V _{max} (KN)	A ₁ /face (cm ²)	A _{cal} /face (cm ²)	σ _{max} (MPa)	σ _{min} (MPa)	l _t (m)	A _{min} /face (cm ²)
N _{max} →M _{cor}	946.55	263.58	126.46	22.45	-1.21	11.19	-1.49	0.15	2.92
M _{max} →N _{cor}	289.30	295.73	126.46	8.85	-0.72	8.6	-5.63	0.51	2.04
N _{mix} →M _{cor}	113.02	290.96	126.46	8.31	11.55	7.58	-6.42	0.60	1.8

- La sollicitation (1) nous donne une section entièrement comprimé.
- La sollicitation (2) nous donne une section parcellément comprimé.
- La sollicitation (3) nous donne une section entièrement tendue.

On ferraille avec la section d'armature la plus défavorable ($A=11.55\text{cm}^2$).
Nous avons adoptées un ferrailage :

$$8\text{HA}14 = 12.32\text{cm}^2 ; S_t = 15\text{cm}.$$

IV.2 Etude des éléments pour l'ossature mixte (acier-béton) :

Après que nous avons arrêtés les sections des solives et des poutres maitresses par critère de flèche, et que nous avons fixés les sections des poteaux préalablement dans le chapitre II, dans cette partie nous allons effectuer les vérifications des différents critères à la phase de construction et la phase finale pour les solives et les poutres maitresses à savoir :

Les poteaux :

❖ *Vérification de la contribution du profilé à la résistance totale du poteau :*

$$0.2 \leq \rho = \frac{N_a}{N_{plrd}} \leq 0.9$$

Tableau IV.8 : Tableau récapitulatif de la vérification de la contribution de profilé dans le poteau.

Sections	N_a (KN)	N_{plrd} (KN)	ρ	Observation
(40*45) cm^2 et IPE 300	1149.36	4159.66	0.276	vérifiée
(35*45) cm^2 et IPE 270	980.59	3557.88	0.275	vérifiée
(35*40) cm^2 et IPE 240	835.31	3209.22	0.260	vérifiée
(30*40) cm^2 et IPE 220	713.54	2693.46	0.264	vérifiée

❖ *Vérification à la compression simple :*

$$N_{sd} \leq N_{plrd} = N_a + N_c + N_s$$

Avec :

$$N_a = A_a \frac{f_y}{\gamma_{m_0}} \Rightarrow f_y = 235\text{MPa} ; \gamma_{m_0} = 1.1$$

$$N_c = 0.85 A_c \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \Rightarrow f_{ck} = 25\text{MPa} ; \gamma_c = 1.5$$

$$N_s = A_s \frac{f_{sk}}{\gamma_s} \Rightarrow f_{sk} = 400\text{MPa} ; \gamma_s = 1.15$$

Soit le ferrailage des poteaux comme suite :

Tableau IV.9 : Tableau récapitulatif de nombre et de section des barres pour chaque poteau.

Sections	\emptyset (mm)	Nombre de barres	A_s (cm^2)
(40*45) cm^2 et IPE 300	16	8	16.08
(35*45) cm^2 et IPE 270	14	8	12.32
(35*40) cm^2 et IPE 240	14	8	12.32
(30*40) cm^2 et IPE 220	12	8	9.04

Tableau IV.10 : Tableau récapitulatif de la vérification à la compression simple.

Sections	A _a (cm ²)	A _c (cm ²)	A _s (cm ²)	N _a (KN)	N _c (KN)	N _s (KN)	N _{plrd} (KN)	N _{sd} (KN)
(40*45) cm ² et IPE 300	53.8	1730.12	16.08	1149.36	2451.00	559.30	4159.66	1629.19
(35*45) cm ² et IPE 270	45.9	1516.78	12.32	980.59	2148.77	428.52	3557.88	1377.02
(35*40) cm ² et IPE 240	39.1	1373.22	12.32	835.31	1945.39	428.52	3209.22	817.20
(30*40) cm ² et IPE 220	33.4	1175.64	9.04	713.54	1665.49	314.43	2693.46	353.11

La condition $N_{sd} \leq N_{plrd}$ est vérifiée pour tous les poteaux.

❖ **Vérification à la flexion composée**

Pour vérifier la flexion composée dans un poteau mixte on utilise la courbe d'interaction et pour cela on utilise la méthode simplifiée de l'EC04 pour calculer cinq (05) points de la courbe d'interaction et tracer un schéma polygonal passant par ces cinq points.

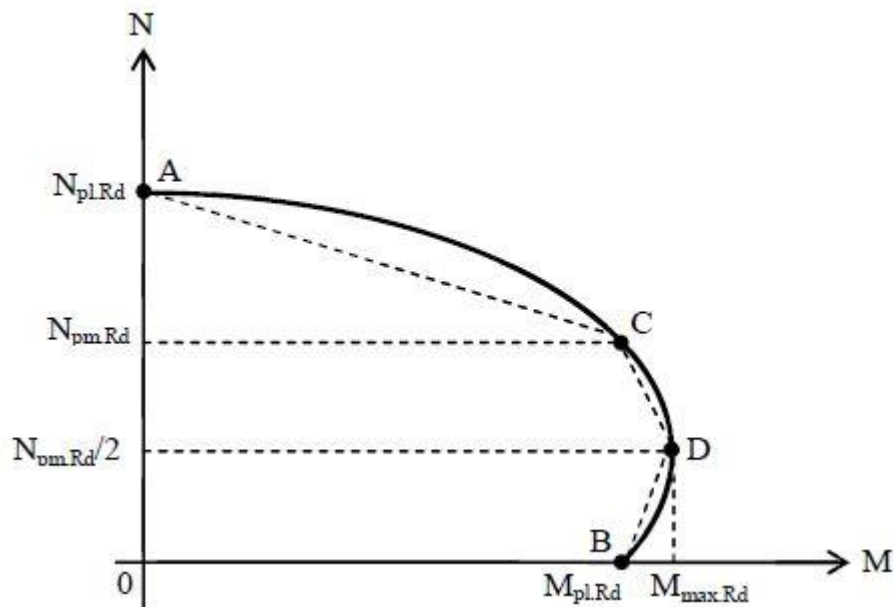


Figure IV.1: la courbe d'interaction.

La courbe d'interaction est tracée en considérant plusieurs positions particulières de l'axe neutre dans la section droite et en déterminant les résistances de la section droite à partir de l'hypothèse des blocs des constantes.

Sens y-y :

Point A : résistance en compression

$$N_a = A_a \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \Rightarrow N_a = 1149.36 \text{ KN} ; M_a = 0$$

Point B : résistance à la flexion

$$N_B = 0 ; M_B = \frac{W_{ply} f_y}{\gamma_{m0}} = 134.24 \text{ KNm}$$

Point C : la même résistance à la flexion que le point B mais avec une résistance en compression

$$N_C = \alpha A_c \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \Rightarrow N_C = 2451 \text{ KN}$$

$$M_C = 134.24 \text{ KNm}$$

Point D : moment résistant max

$$N_D = \frac{1}{2} N_{pmrd} = 1225.5 \text{ KNm}$$

$$W_{pa} = \frac{t_w h^2}{4} + (b \cdot t_w)(h \cdot t_f) t_f + \frac{4-\pi}{2} r^2 (h \cdot t_f) + \frac{3\pi-10}{3} r^3$$

$$W_{pc} = \frac{b_c h_c^2}{4} - W_{pa} - W_{ps}$$

$$W_{ps} = \sum A_s \cdot e$$

$$M_D = W_{pa} \frac{f_y}{\gamma_a} + W_{pc} \frac{f_s}{s} + 1/2 W_{pc} \alpha \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

$$M_D = 719.31 \text{ kN.m}$$

Sens z-z :

Point A : résistance en compression

$$N_a = A_a \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \Rightarrow N_a = 1149.36 \text{ KN} ; M_a = 0$$

Point B : résistance à la flexion

$$N_B = 0 ; M_B = \frac{W_{plz} f_y}{\gamma_{m0}} = 26.74 \text{ KNm}$$

Point C : la même résistance à la flexion que le point B mais avec une résistance en compression

$$N_C = \alpha A_c \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \Rightarrow N_C = 2451 \text{ KN}$$

$$M_C = 26.74 \text{ kN.m}$$

Point D : moment résistant max

$$N_D = \frac{1}{2} N_{pmrd} = 1225.5 \text{ KNm}$$

$$W_{pa} = \frac{t_w h^2}{4} + (b \cdot t_w)(h \cdot t_f) t_f + \frac{4-\pi}{2} r^2 (h \cdot t_f) + \frac{3\pi-10}{3} r^3$$

$$W_{pc} = \frac{b_c h_c^2}{4} - W_{pa} - W_{ps}$$

$$W_{ps} = \sum A_s \cdot e$$

$$M_D = W_{pa} \frac{f_y}{\gamma_a} + W_{pc} \frac{f_s}{s} + 1/2 W_{pc} \alpha \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

$$M_D = 883.28 \text{ kN.m}$$

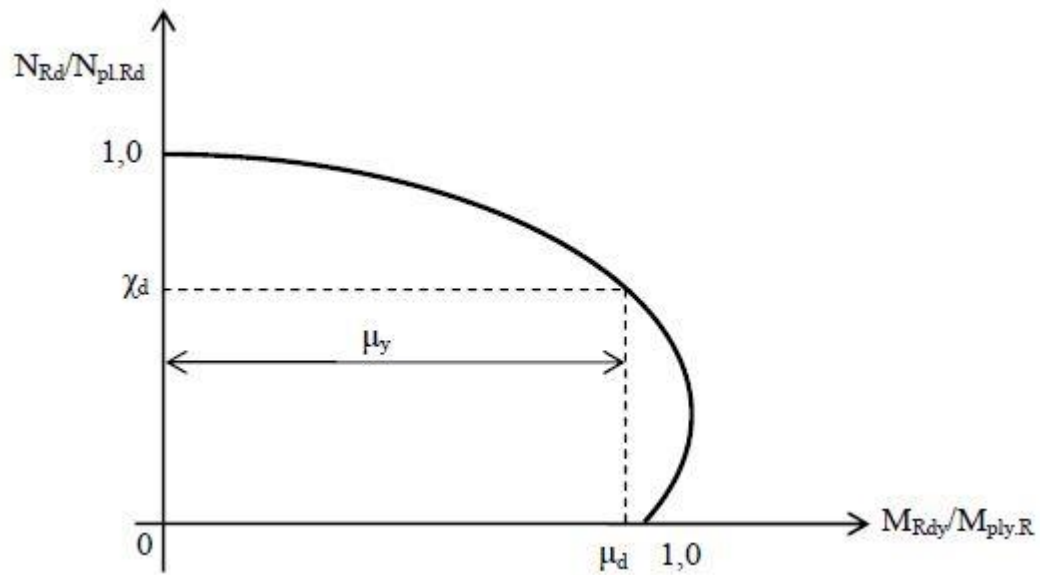


Figure IV.2 : plans sans prise en compte des imperfections.

Après avoir calculé le facteur $N_{Rd}/N_{pl,Rd}$ et $M_{Rd}/M_{pl,R}$ pour le poteau le plus sollicité nous avons constaté que la valeur ne dépasse pas (1) donc la section résiste à la flexion composée dans les deux sens X-X et Y-Y.

Chapitre V

Etude comparative

Cette partie consiste à faire, une étude comparative entre les résultats (les réponses), Des deux modèles déjà élaborés, Dans le but de distinguer la différence entre les deux ossatures (ossature en béton arme, ossature en mixte (acier-béton)) selon 03 aspects à savoir :

- Aspect de comportement.
- Aspect économique.
- Aspect de réalisation.

V.1 Lecture et comparaison par rapport aux comportements :

V.1.2 période et participation massique :

Les résultats des périodes pour les deux ossatures en fonction des modes sont représenté dans le tableau suivant :

Tableau V.1 : Tableau récapitulatif des périodes et des participations massiques pour les deux ossatures.

Modes	Périodes		Participation massique			
	Ossature en béton armé	Ossature en mixte	Selon le sens X-X		Selon le sens Y-Y	
			Ossature en béton armé	Ossature en mixte	Ossature en béton armé	Ossature en mixte
1	0,764	0,718	1,349E-05	0	0,7043	0,7841
2	0,733	0,701	0,7558	0,6792	0,7043	0,7841
3	0,579	0,414	0,7558	0,6793	0,7043	0,7841
4	0,24	0,232	0,8701	0,6793	0,7043	0,9133
5	0,225	0,19	0,8701	0,8991	0,8505	0,9133
6	0,17	0,137	0,8704	0,8993	0,8505	0,9133
7	0,129	0,129	0,9193	0,8993	0,8505	0,9517
8	0,108	0,094	0,9193	0,955	0,9143	0,9517
9	0,082	0,09	0,9234	0,955	0,9143	0,9707
10	0,081	0,077	0,9487	0,9551	0,9143	0,9707
11	0,063	0,069	0,9487	0,9551	0,9481	0,9819
12	0,055	0,064	0,9676	0,9768	0,9481	0,9819

On constate que la période dynamique est inférieure à la période exigée par le RPA pour les deux systèmes de construction donc la vérification est satisfaite pour les deux structure.

Les modelés dynamique élaborés dans le chapitre III pour les deux ossatures nous ont permis, de comparer la participation massique des deux ossatures pour les deux directions X-X et Y-Y.

Les résultats sont représentés dans les figures ci-dessous :

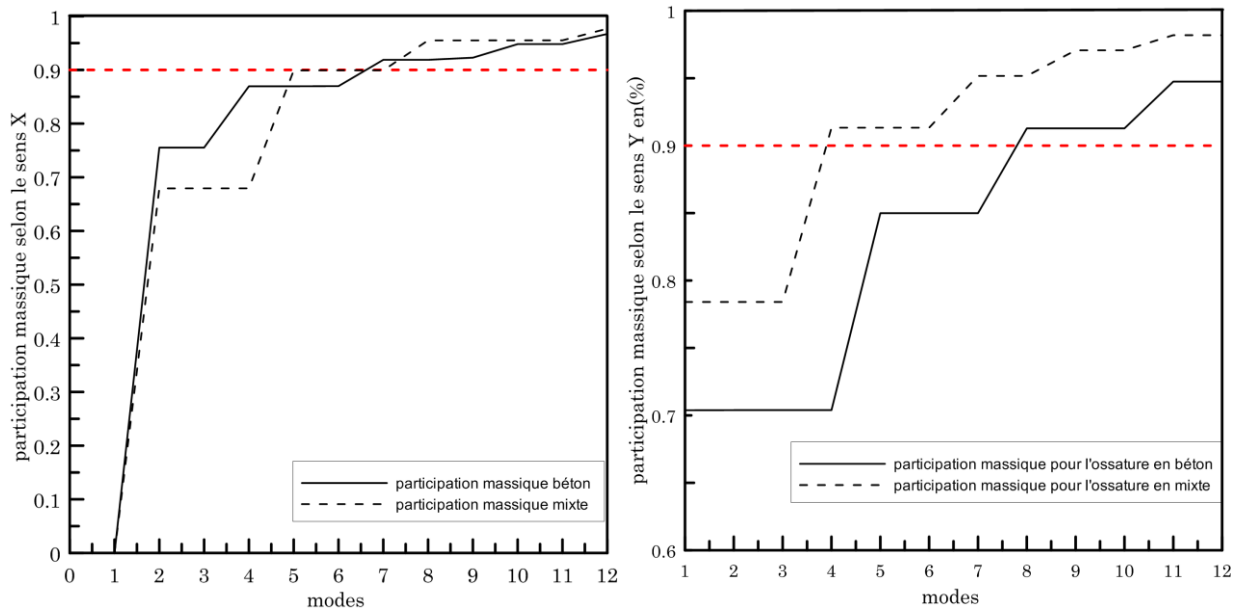


Figure V.1 : Représentation graphique de l'évolution de la participation massique pour les deux ossatures.

Le règlement prévoit de prendre en considération le nombre de modes là où la participation massique a atteint les 90% (Art4.3.4), et le nombre de mode à retenir et 03 dans chaque direction.

Nous constatons sur le graphe (figureV.1) que la participation massique de l'ossature en mixte selon l'axe Y-Y est nettement supérieur a celle de ossature en béton armé et que le taux de 90% de participation massique est atteint dans à partir du 4^{ème} mode pour l'ossature en mixte par contre pour l'ossature en béton armé à partir du 8^{ème} mode.

Selon la direction X-X, le taux de participation massique est atteint d'abord pour l'ossature en béton armé à partir du 7^{ème} mode avec une valeur de 91% puis l'ossature en mixte à partir du 8^{ème} mode avec une valeur de 95%.

Vu que le taux de participation massique est l'énergie dissipé par les structures pour se stabiliser vis avis le séisme. Donc on peut conclure que c'est l'ossature en mixte qui est plus ductile que l'ossature en béton armé.

V.1.3 Les déplacements :

L'analyse dynamique effectuée pour les deux structure ossature mixte et ossature en béton armé, nous a permis de comparer les résultats des déplacements pour caque niveau et pour les deux directions d'excitation X-X et Y-Y de chaque modèle (ossature).

Les résultats sont représentés dans les figures ci-dessous :

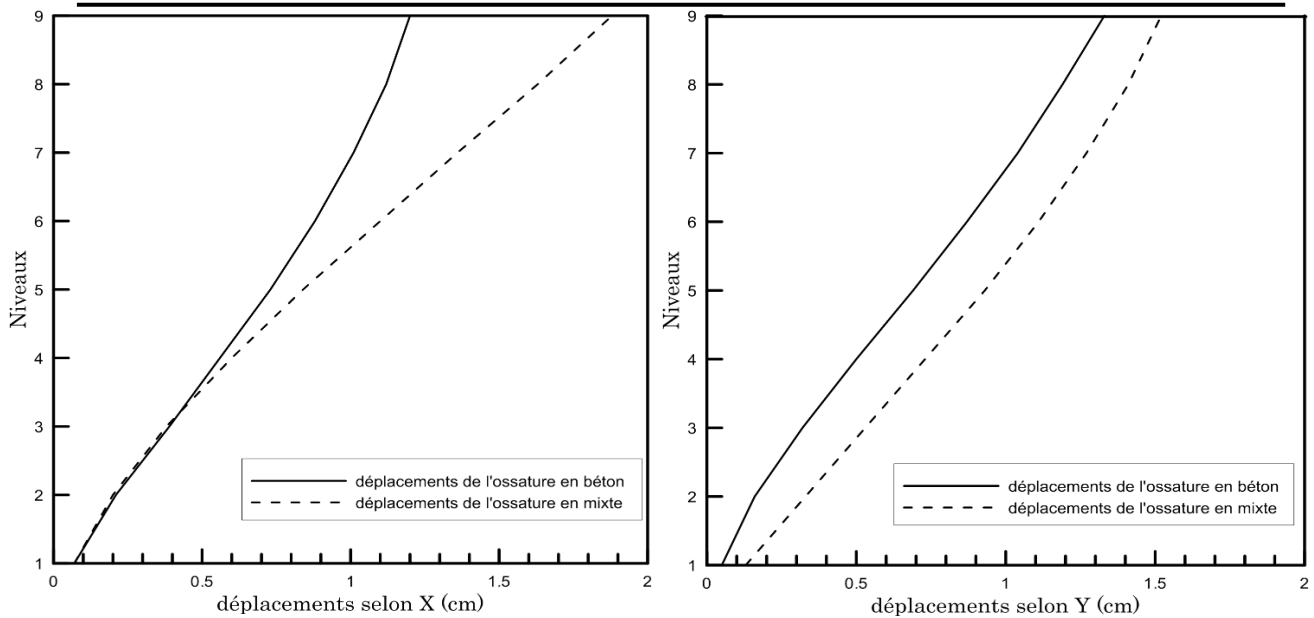


Figure V.2 : Représentation graphique des déplacements pour les deux ossatures.

On constate que les déplacements de l’ossature en mixte (acier-béton) est supérieur à ceux de l’ossature en béton armé.

Cet écart est issue de la différence des caractéristiques des éléments qui constituent les sections utilisées dans les deux ossatures ([béton armé] ; mixte [acier-béton]), principalement on peut souligné : le module d’élasticité des poteaux.

Le module d’élasticité de la section mixte est nettement supérieur à celui du béton, ce qui permet à l’ossature mixte d’être plus flexible par rapport à l’ossature en béton armé.

Donc les ossatures en mixte sont plus ductiles (souples) que les ossatures en béton armé.

V.1.4 Impacte du poids sur le comportement :

Le poids influence sur les différentes réponses de la structure lors d’une oscillation, le poids contribue à la grandeur de la valeur de l’effort tranchant d’une manier relative, donc plus la structure est légère plus elle est moins exposé aux efforts tranchants important.

Niveau	Poids pour chaque niveau		La différence du poids	La différence en %
	Béton armé (kN)	Mixte (kN)		
RDC	21016,59	11586.69	9429.9	55.13
01	18557,44	10282.65	8274.79	55.40
02	16140,61	9011.85	7128.76	55.83
03	13768,80	7741.05	6027.75	56.22
04	11435,85	6470.25	4965.6	56.57
05	9135,31	5225.51	3909.8	57.20
06	6870,18	3980.76	2889.42	57.94
07	4634,01	2736.01	1898	59.04
08	2429,82	1520.48	909.34	62.57

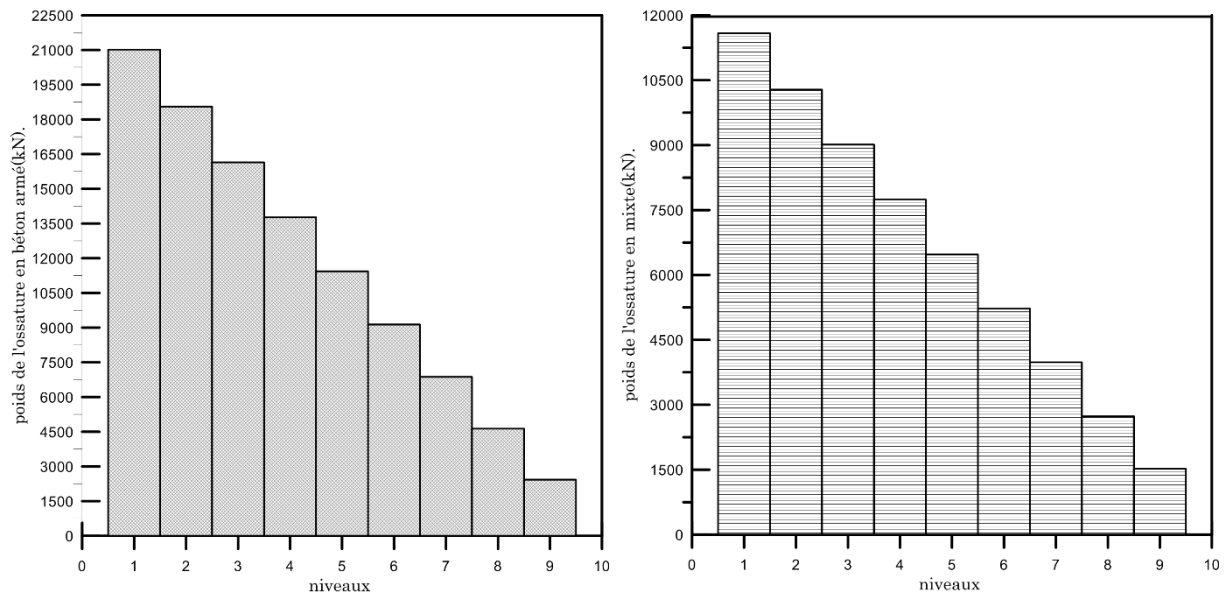


Figure V.3 : Représentation en histogramme du poids en fonction des niveaux pour les deux ossatures.

On a représenté les pourcentages des différences du poids en élévation pour chaque niveau (figure ci-dessous)

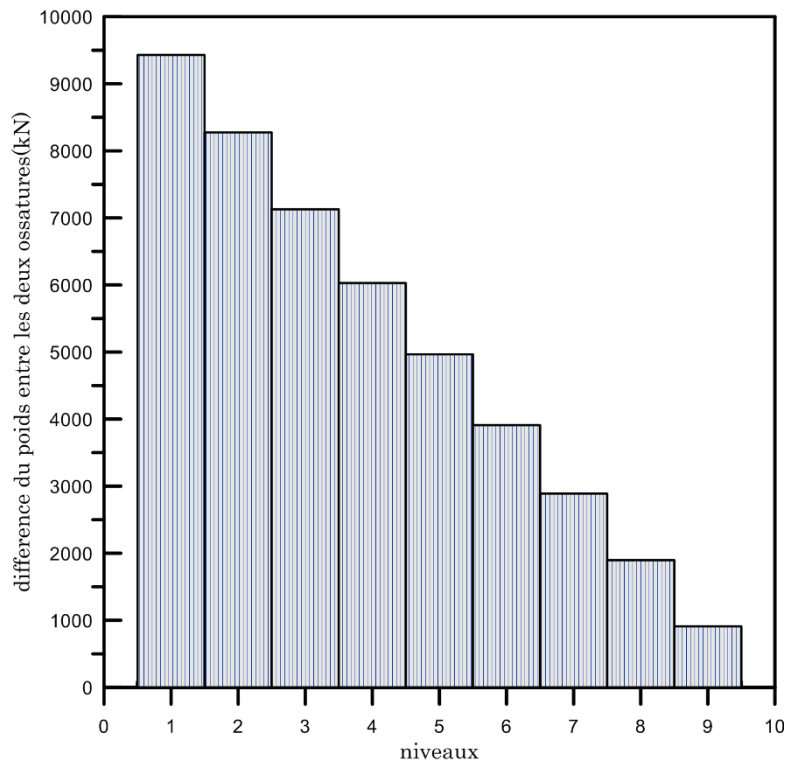


Figure V.4 : Représentation en histogramme de la différence du poids en fonction des niveaux entre les deux ossatures.

D'après les résultats obtenus dans les deux modèles nous avons constatés que l'ossature en mixte est plus légère que celle en béton avec une différence plus de 50%.

Vu que le poids influence d'une manière directe sur l'importance de l'effort tranchant donc on constate que on peut doubler le nombre de niveaux en utilisant l'ossature en mixte par rapport à l'ossature en béton armé, sans être exposé aux efforts tranchants à la base plus de ceux de l'ossature béton.

D'autre part l'importance du poids d'une structure se répercute directement sur les fondations, plus le poids est important plus les fondations vont être importantes plus épaisses et plus profondes d'où un revenu plus important.

V.2 Lecture et comparaison par rapport à la résistance :

V.2.1 L'effort tranchant :

La comparaison des efforts tranchants à la base pour les deux ossatures (béton armé et mixte) dans les deux directions X-X et Y-Y est représenté ci-dessous :

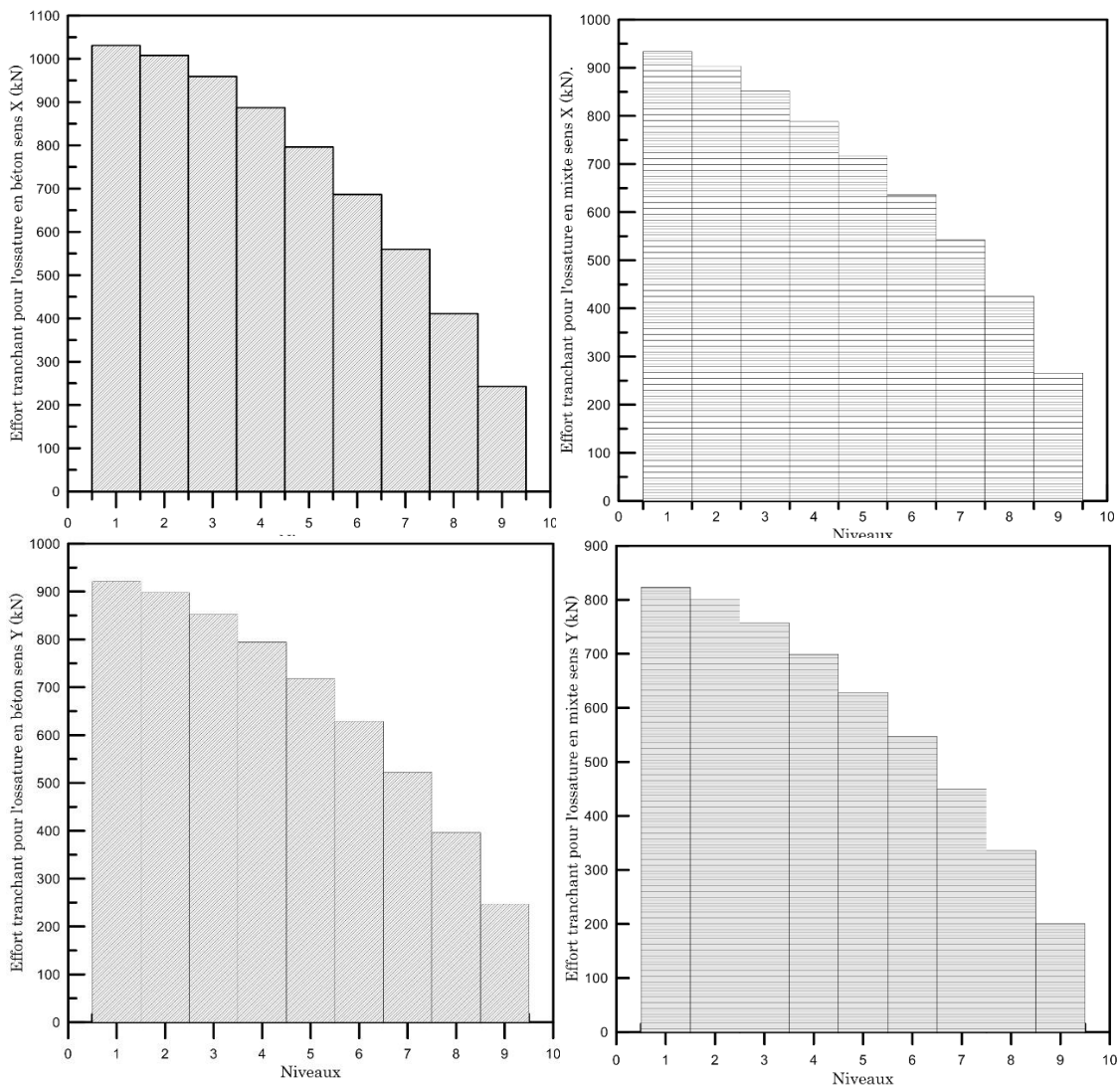


Figure V.5 : Représentation en histogramme des efforts tranchants des deux ossatures en fonction des niveaux selon les deux sens.

D'après les résultats obtenus nous constatons qu'il y a un écart d'environ 100kN à la base pour les deux ossatures dans les deux sens, cela est dû à la différence du poids entre les deux ossatures qui est un paramètre relative avec l'effort tranchant.

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q \times W}{R}$$

V.3 Etude et comparaison du coût :

Dans cette partie nous essayons d'établir une estimation quantitative et financière des deux ossatures, afin d'évaluer et de comparer le coût de revient des deux ossatures (béton armé, mixte acier-béton).

V.3.1 estimation quantitative :

- Ossature en béton armé :
 - Evaluation de volume du béton pour les poteaux :
 - Le nombre des poteaux : 18 /niveau.

Tableau V.2 : Tableau récapitulatif de l'estimation de volume de béton pour les poteaux

Niveaux	Hauteur d'étage (m)	b (m)	h (m)	section des poteaux m ²	Volume (m ³)
s,sol	3,06	0,6	0,7	0,42	1,2852
RDC	3,06	0,6	0,65	0,39	1,1934
1 étage	3,06	0,55	0,65	0,3575	1,09395
2 étage	3,06	0,55	0,6	0,33	1,0098
3 étage	3,06	0,5	0,6	0,3	0,918
4 étage	3,06	0,5	0,55	0,275	0,8415
5 étage	3,06	0,45	0,55	0,2475	0,75735
6 étage	3,06	0,45	0,5	0,225	0,6885
7 étage	3,06	0,4	0,5	0,2	0,612
8 étage	3,06	0,4	0,45	0,18	0,5508
Volume total du béton pour les poteaux					8,9505
Volume total du béton pour les poteaux					161,109

- Estimation du volume du béton pour les poutres

- La longueur totale des poutres principales : 51.6 m.
- La longueur totale des poutres secondaire : 44.8 m.
- Nombre des planchers : 10

Tableau V.3 : Tableau récapitulatif de l'estimation de volume de béton pour les poutres

Niveaux	Poutres principale		Poutres secondaires		section des poutres		Volume (m ³)	
	b	H	b	h	principales	secondaires	Principales	Secondaires
s,sol	0,3	0,45	0,3	0,4	0,135	0,12	6,966	5,376
RDC	0,3	0,45	0,3	0,4	0,135	0,12	6,966	5,376
1 étage	0,3	0,45	0,3	0,4	0,135	0,12	6,966	5,376
2 étage	0,3	0,45	0,3	0,4	0,135	0,12	6,966	5,376
3 étage	0,3	0,45	0,3	0,4	0,135	0,12	6,966	5,376
4 étage	0,3	0,45	0,3	0,4	0,135	0,12	6,966	5,376
5 étage	0,3	0,45	0,3	0,4	0,135	0,12	6,966	5,376
6 étage	0,3	0,45	0,3	0,4	0,135	0,12	6,966	5,376
7 étage	0,3	0,45	0,3	0,4	0,135	0,12	6,966	5,376
8 étage	0,3	0,45	0,3	0,4	0,135	0,12	6,966	5,376
Volume totale du béton pour l'ensemble des poutres							69,66	53,76

Estimation du volume du béton pour les voiles :

Tableau V.4 : Tableau récapitulatif de l'estimation de volume de béton pour les voiles.

Niveaux	Hauteur d'étage (m)	voiles		section (m ²)	volume (m ³)
		e(m)	L(m)		
s,sol	3,06	0,15	14,8	2,22	6,7932
RDC	3,06	0,15	13,6	2,04	6,2424
1 étage	3,06	0,15	12,8	1,92	5,8752
2 étage	3,06	0,15	12,8	1,92	5,8752
3 étage	3,06	0,15	12,8	1,92	5,8752
4 étage	3,06	0,15	12,8	1,92	5,8752
5 étage	3,06	0,15	12,8	1,92	5,8752
6 étage	3,06	0,15	12,8	1,92	5,8752
7 étage	3,06	0,15	12,8	1,92	5,8752
8 étage	3,06	0,15	12,8	1,92	5,8752
Volume totale du béton pour les voiles					60,0372

La surface des planchers corps creux :

Le nombre de planchers est : 10

La surface totale d'un plancher :

$$L_x = 18.7 \text{ m} ; L_y = 8.9 \text{ m}$$

$$S = 166.43 \text{ m}^2$$

La surface totale pour l'ensemble des planchers : 1664.3 m²

- Estimation du volume du béton pour les dalles pleines :

Surface totale des dalles pleines dans un étage : 34 m²

Epaisseur de des dalles pleines : 0.15 m

Nombre d'étages : 10

Le volume total du béton dans les dalles pleines :

$$(0.15 * 34) * 10 = 51 \text{ m}^3$$

Tableau V.5 : Tableau récapitulatif de l'estimation des quantités des matériaux pour l'ossature en béton.

Volume total du béton armé (m ³)	surface totale les planchers corps creux (m ²)
395.559	1664.3

• **Ossature en mixte (acier-béton)**

Estimation de volume de béton pour les poteaux

- Le nombre des poteaux : 18 /niveau.

Tableau V.6 : Tableau récapitulatif de l'estimation de volume de béton pour les poteaux.

Niveaux	hauteur d'étage	b(m)	h(m)	section des poteaux (m ²)	volume (m ³)
s,sol 1	3,06	0,40	0,45	0,17462	0,534
RDC	3,06	0,40	0,45	0,17462	0,534
1 etage	3,06	0,35	0,45	0,15291	0,467
2 etage	3,06	0,35	0,45	0,15291	0,467
3 etage	3,06	0,35	0,45	0,15291	0,467
4 etage	3,06	0,35	0,40	0,13609	0,416
5 etage	3,06	0,35	0,40	0,13609	0,416
6 etage	3,06	0,35	0,40	0,13609	0,416
7 etage	3,06	0,30	0,40	0,11666	0,356
8 etage	3,06	0,30	0,40	0,11666	0,356
					4,435
Volume du béton pour l'ensemble des poteaux					79,841

- Estimation du poids des profilés pour les poteaux :

Nombre de poteaux : 18

Tableau V.7 : Tableau récapitulatif de l'estimation du poids des profilés pour les poteaux

Niveaux	hauteur d'étage	type de profilés	Poids unitaire du profilé (kg/ml)	Poids du profilé (kg)
s,sol 1	3,06	300	42.2	129.13
RDC	3,06	300	42.2	129.13
1 etage	3,06	270	36.1	110.46
2 etage	3,06	270	36.1	110.46
3 etage	3,06	270	36.1	110.46
4 etage	3,06	240	30.7	93.94
5 etage	3,06	240	30.7	93.94
6 etage	3,06	240	30.7	93.94
7 etage	3,06	220	26.2	80.17
8 etage	3,06	220	26.2	80.17
				1031.8
Poids total pour les profilés dans les poteaux				18572.4

La surface des bacs d'acier :

Surface du plancher mixte : 200.43 m²

Nombre d'étages 10 ⇒ la surface de l'ensemble des bacs =2004.3 m²

- Estimation du volume du béton pour les planchers :

Epaisseur de la dalle : 0.12 m

$L_x = 18.7 \text{ m}$; $L_y = 8.9 \text{ m}$

$S = 166.43 \text{ m}^2$

Donc le volume total du béton dans les planchers :

$(0.12 * 166.43) * 10 = 199.716 \text{ m}^3$

- Estimation du volume du béton pour les balcons :

Epaisseur des balcons : 0.12 m.

Surface total des balcons : 34 m².

- Volume total du béton dans les balcons :

$(0.12 * 34) * 10 = 40.8 \text{ m}^3$

Estimation des poids des solives et des poutres maitresse : Poutres maitresse**➤ Les solives**

Tableau V.8 : Tableau récapitulatif de l'estimation du poids des solives.

Niveau	Longueur totale (m)	Les solives		Poids (kg)
		Type	Poids unitaire (kg/ml)	
s.sol	142.4	140	12.9	1836.96
RDC, 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8	1281.6	120	10.4	13328.64
Poids total pour les solives				15165.6

➤ Poutres maitresse

Tableau V.9 : Tableau récapitulatif de l'estimation du poids des solives.

Niveau	Longueur totale (m)	Les solives		Poids (kg)
		Type	Poids unitaire (kg/ml)	
s.sol	56.7	160	15.8	895.86
RDC, 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7	453.6	120	10.4	4717.44
8	56.7	140	12.9	731.43
Poids total pour les poutres maitresse				6344.73

-Estimation de poids de contreventement (UPN) :

Tableau V.10 : Tableau récapitulatif de l'estimation du poids des profilés de contreventement.

Sens	Type de contreventement	Type de profilé	Poids unitaire (kg/ml)	Longueur totale (m)	Poids total
X-X	Contreventement en Y	2*UPN80	8.9	84	747.6
Y-Y	Contreventement en X	4(2*UPN240)	33.9	57.12	1936.368
		2(2*UPN200)	25.8	25.44	656.352
					3340.32
Poids total pour les systèmes de contreventements					33403.2

Tableau V.11 : Tableau récapitulatif de l'estimation des quantités des matériaux pour l'ossature en mixte.

Volume total du béton armé (m ³)	Poids total des profilés (kg)	Surface des planchers (bacs) (m ²)
320.35	73485.93	2004.3

V.3.2 Estimation financière :

- *L'ossature en béton armé :*

Tableau V.12 : Tableau récapitulatif du coût de revient pour l'ossature en béton

	Quantité du matériau	Prix unitaire pour le béton (DA/m)	Prix unitaire pour le plancher (DA/m ²)	Prix du béton (DA)	Prix du plancher (DA)
béton armé (m ³)	395.559	38000	/	15031242	/
planchers corps creux (m ²)	1664.3	/	4300	/	7156490
Prix total pour l'ossature en béton armé				22187732	

Le coût de revient de l'ossature en béton armé est : **22187732 DA**

- *L'ossature en mixte :*

Tableau V.13 : Tableau récapitulatif du coût de revient pour l'ossature en mixte.

	Quantité	Prix unitaire pour le béton (DA/m)	Prix unitaire pour le plancher (DA/m ²)	Prix unitaire pour le poids des profilés (DA/m ²)	Prix du béton (DA)	Prix des profilés (DA)	Prix du plancher (DA)
béton armé (m ³)	320.35	38000	/	/	12173300	/	/
Poids total des profilés (kg)	73485.93	/	/	170	/	12492608.1	/
Surface des planchers (bacs) (m ²)	2004.3	/	3000	/	/	/	6012900
Prix total pour l'ossature en mixte						30678808.1	

Le coût de revient de l'ossature en mixte est : **30678808.1 DA**

Après l'analyse des résultats obtenus nous constatons que l'ossature en mixte est plus chère que l'ossature en béton armé en prenant compte uniquement de la superstructure, dans le cas où on prend en compte l'infrastructure cette différence importante entre les les couts des deux ossatures vas diminuer d'une façon remarquable vu la différence du poids entre ces deux ossatures, le poids a un impact directe et relative avec les dimension des fondations

V.4 Comparaison du délai d'exécution

Cette partie consiste à mettre en valeur l'importance des délais de réalisation entre deux ossatures (béton armé, mixte acier-béton) toute en se basant sur des travaux scientifiques effectués.

Le travail de *(BENKRALED.M et DALI.Y)*, sur une étude comparative, on aboutit aux résultats suivants :

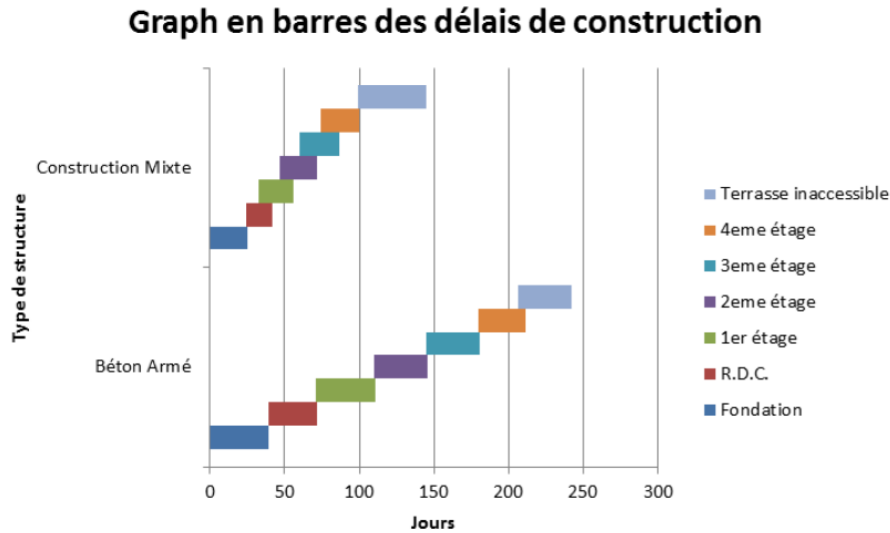


Figure V.6 : graphique en barre des délais [2].

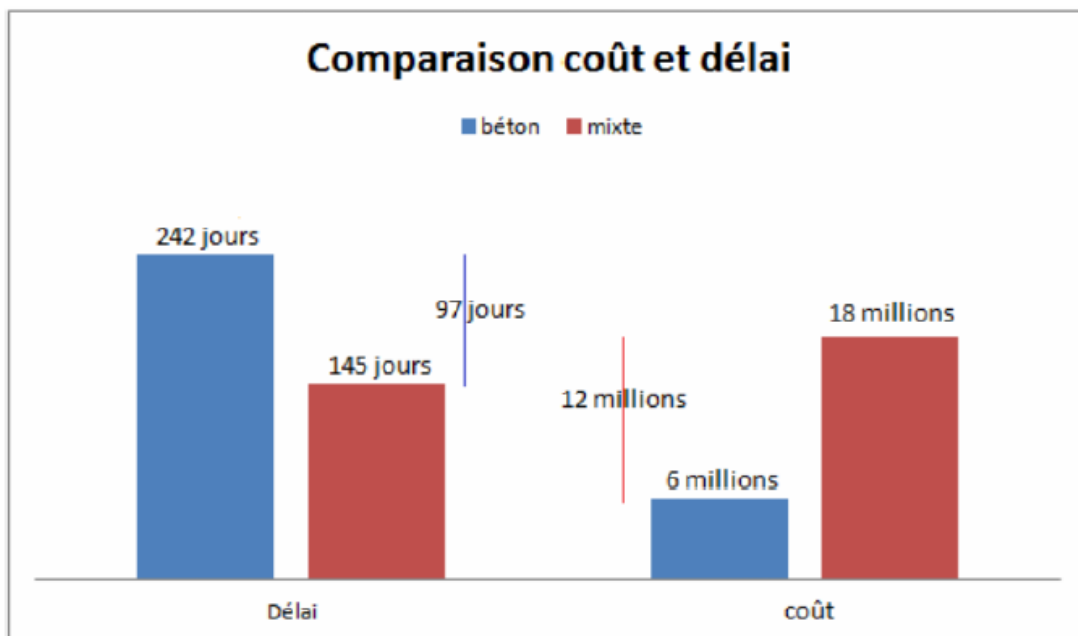


Figure V.7 : Récapitulatif de la comparaison entre les critères coût-délai. [3].

Cette étude montre qu'il y a une différence dans le délai de réalisation de 97 jours pour un bâtiment en R+4, donc c'est une différence de 60% entre les deux ossatures.

Une autre étude réalisée par *(boutchiche.S et bakhti I)* qui se porte sur une étude comparative montre que

- Le délai pour la construction mixte est 15 mois.
 - Le délai pour la construction en béton est 21 mois.
- Donc ces résultats on constate que la différence des délais d'exécution entre une ossature en mixte et une ossature en béton armé et de l'ordre de 71%.

On analysant ces deux conclusions on constate que à chaque fois, c'est la construction mixte qui prime en terme de délai de réalisations, surtout lorsque-il s'agit des bâtisses a grande hauteur.

Cette différence est liée au chevauchement des tâches qui est généralement la relation début-début pour la construction mixte et fin-début pour la construction en béton.

Conclusion

Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude nous a permis de mettre en valeur toutes les connaissances déjà acquises durant notre cycle de formation, d'approfondir nos connaissances et se familiariser avec les DTR.

D'après le travail que nous avons effectué, on a constaté que les ossatures en mixte (acier-béton) priment par rapport aux ossatures en béton armé en terme de comportement à savoir la période, la participation massique, le poids avec une différence de plus de 50%, ce qui est un avantage pour bâtir plus haut sans que nous nous soyons contraint par l'obstacle de l'effort tranchant à la base qui est un paramètre qui varie en fonction du poids.

D'autre part nous avons effectué une étude comparative en tenant compte l'aspect économique ainsi que les délais d'exécution pour les deux ossatures (béton armé, mixte acier béton) à partir de laquelle nous avons constaté que le coût de revient de l'ossature en mixte est deux fois plus important que celui de l'ossature en béton pour la super structure.

A partir de l'estimation et les études qui ont été faites sur les délais d'exécution pour les deux ossatures, nous avons constaté que l'ossature en mixte remplace les prix élevés de ces matériaux par son avantage de la facilite d'exécution qui est d'une grandeur de 71% par rapport à l'ossature en béton.

Grace au travail que nous avons réalisé on peut tirer que les ossatures en mixte sont nettement plus ductile et résistantes et possèdent plus davantage et plus de possibilité de partir en hauteur que les ossatures en béton armé.

Bibliographie

Bibliographie

[1] **Pierre Bourrier et Jacques Brozzetti (1996)**, construction métallique et mixte acier-béton (calcul et dimensionnement selon Euro codes 3 et 4.

[2] **BENKRALED.M et DALI.Y(2013)** : << ETUDE COMPARATIVE ENTRE UNE CONSTRUCTION EN BETON ARME ET UNE CONSTRUCTION MIXTE >>

[3] **BOUTCHICHE.E et BAKHITI.I(2015)**. : <<Etude comparative d'un même bâtiment à grande hauteur en béton armé et en construction mixte >>

B.A.E.L.91 Règles technique de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites révisées en 99.

BENYESSAD.DJ <<cours construction mixte (acier-béton)>>

D.T.R.B.C.2.2 Charges permanentes et charges d'exploitations.

Dr Ir P.BOERAEVE(2006) <<manuel de calcul de poutres et dalles mixtes acier-béton >>

Euro-code 4- Calcul des structures mixtes acier-béton et Document d'Application Nationale.

Lahlou.D <<CALCUL DES ELEMENTS RESISTANTS D'UNE CONSTRUCTION METALLIQUE>>, Ed : Office des Publications Universitaires (Algérie) 2009.

MIMOUNE.M & MIMOUNE.F.Z(2011), Pratique de la construction métallique, Ed : OPU, Alger (Algérie).

R.P.A.99 version 2003 Règles Parasismiques Algériennes (D.T.R.B.C.2.48).

Annexes

Introduction

Suite à la demande de notre client COOPERATIVE IFRI, relative à l'étude de sol de terrain destiné pour la *Réalisation de 26 Logements en R+04 et R+05 avec entresol* au lieu dit Village HELLOUANE Cne OUEZELLAGUEN Daïra IFRI (w) Bejaïa. Le laboratoire LTNC a mis les moyens nécessaires afin d'élaborer cette étude.

Le site est situé sur un terrain légèrement incliné.

Afin de vous donner un aperçu sur la qualité de sol et les données à prendre en compte dans le calcul des fondations, nous avons exploité la visite du site ; les résultats des essais in situ tel que les sondages pénétrométriques ainsi que les observations visuelles du sol prélevé pour la reconnaissance géotechnique.

Conclusion et recommandations :

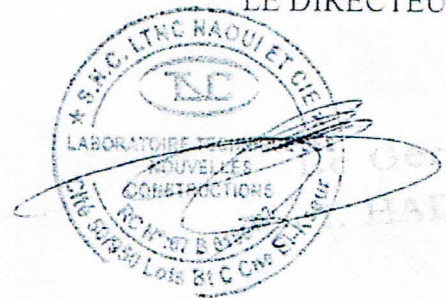
D'après les observations visuelles sur le site et les résultats des essais in situ, à priori nous pouvons tirer les conclusions suivantes :

1. Au vu de la nature géologique du site ainsi que le constat établi, nous vous recommandons des fondations superficielles avec un ancrage minimal a partir de **3,10 m** de profondeur par rapport à la côte du terrain naturel (bas talus) et de prendre une contrainte admissible **Qadm = 2,00 bars** ;
2. Le site est situé sur un terrain légèrement incliné, d'où il y'a lieu d'assurer un bon drainage des eaux pluviales et de surélever la construction par rapport a la cote du terrain naturel ;
3. Nous pouvons classer le sol en catégorie **S2** selon sa nature géotechnique ;
4. Selon les recommandations du CGS, la région de la wilaya de *Bejaia* est classée en zone de *moyenne* sismicité **IIa**. Il y'a lieu de prendre en compte la sismicité de cette région dans le calcul des bétons armés.

LE REDACTEUR DU RAPPORT

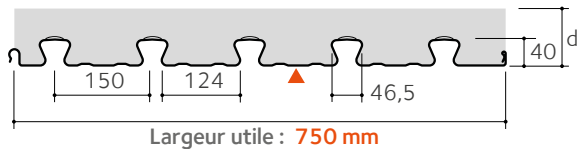
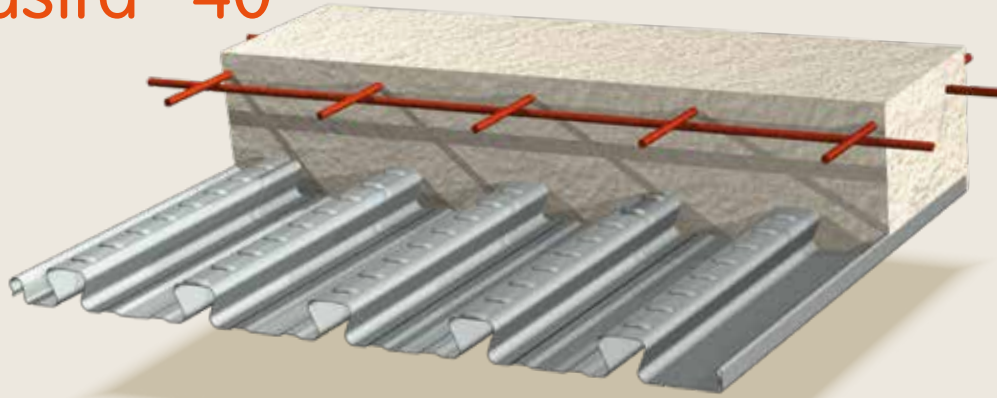


LE DIRECTEUR



Planchers collaborants

Cofrastra® 40



▲ Face prélaquée

Suivant DTA N°3/15-801

Caractéristiques du matériau de base		Normes
Nuance d'acier	S 350 GD	NF EN 10346
Type de protection	Acier galvanisé ZM 175	NF P 34-310 ETPM ZM Evolution

Cofrastra® 40 est un profil nervuré destiné à la réalisation de dalles mixtes.

L'adhérence du béton au profil donne à la dalle ainsi armée l'appellation de plancher collaborant.

Le profil constitue le coffrage en phase provisoire et permet d'économiser la nappe d'armatures basses.

Cofrastra® 40 permet de réaliser des dalles peu épaisses ou de masse surfacique importante.

Sa géométrie en queue d'aronde assure une parfaite adhérence à la dalle et permet, grâce à son système *clips Cofrafix*, la suspension de charges en sous-face sans chevillage.

Caractéristiques du profil	Epaisseur nominale du profil (mm)		
	0,75	0,88	1,00
Poids (daN/m ²)	9,80	11,50	13,10
Section Ap : (cm ² /ml)	11,83	14,00	16,00
Inertie efficace I_{eff} (cm ⁴ /ml)	17,58	22,23	25,41
Position fibre neutre vi (cm)	1,06	1,06	1,06
Module d'inertie I/vi (cm ³ /ml)	16,57	20,95	23,95

Consommation nominale de béton

	Epaisseur d de la dalle (cm)									
	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
Litrage (l/m ²)	80	90	100	110	120	130	140	150	160	170
Poids théorique du plancher (daN/m ²)	200	225	250	275	300	325	350	375	400	425

Poids volumique du béton 2 500 daN/m³

Epaisseur maximale admissible d = 20 cm

Cofrastra 40 P :
Version préperçée
adaptée pour des connecteurs
de type NELSON
préalablement soudés
sur des poutres mixtes.



Le logiciel de calcul Cofra® 5

donnera l'ensemble des renforts d'armatures à prévoir suivant les hypothèses retenues.



www.arcelormittal.com/cofra5

Résistance au feu

Epaisseur d de la dalle (cm)	REI (min)			
	30	60	90	120
	9	9	11	13

REI : degré coupe-feu du plancher brut

L'épaisseur minimale est requise pour respecter le critère (I) de température sur la face non exposée.

En l'absence d'armatures spécifiques, les planchers Cofrastra® 40 sont REI 30.

Pour des résistances supérieures, des renforts d'armatures sont nécessaires. Ces dernières sont positionnées dans les nervures du profil. Leur dimensionnement sera établi par calcul (cf. Cofra5).

Isolation acoustique

Le comportement acoustique d'un plancher collaborant brut suit la logique de la loi de masse.

Valeurs calculées par modélisations – rapport d'étude CSTB N°AC15-26054708

	Epaisseur d de la dalle (cm)									
	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
Rw (dB)	46	47	48	49	50	50	51	52	52	53
(C;Ctr) (dB)	(-1;-6)	(-2;-6)	(-2;-6)	(-2;-6)	(-2;-7)	(-1;-6)	(-2;-6)	(-2;-7)	(-1;-6)	(-2;-7)

Performances mécaniques en version standard

Valeurs Q admissibles non pondérées avec G' = 0 en daN/m²

Un calcul via Cofra 5 permet d'optimiser ces valeurs selon les hypothèses du projet

Travée simple 

Epaisseur d de la dalle (cm)	Portée (m)																				
	2,0	2,1	2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	2,7	2,8	2,9	3,0	3,1	3,2	3,3	3,4	3,5	3,6	3,7	3,8	3,9	4,0
18	3000	3000	2932	2761	2606	2465	2335	2216	2107	2005	1911	1823	1741	1664	1593	1525	1462	1402	1346	1293	1242
17	3000	2959	2779	2616	2468	2333	2210	2096	1991	1895	1805	1721	1643	1570	1502	1438	1377	1321	1267	1216	1168
16	2989	2798	2626	2471	2330	2202	2084	1976	1876	1784	1699	1619	1545	1476	1411	1350	1293	1239	1188	1140	1095
15	2819	2637	2474	2326	2192	2070	1958	1856	1761	1674	1593	1517	1447	1382	1320	1263	1208	1157	1109	1064	1021
14	2649	2476	2321	2181	2054	1938	1833	1736	1646	1563	1487	1416	1349	1287	1229	1175	1124	1076	1030	987	947
13	2478	2315	2168	2036	1916	1807	1707	1615	1531	1453	1381	1314	1251	1193	1138	1087	1039	994	951	911	873
12	2308	2154	2016	1891	1778	1675	1581	1495	1416	1343	1275	1212	1153	1099	1048	1000	955	912	872	835	-
11	2330	1993	1863	1746	1640	1544	1456	1375	1301	1232	1169	1110	1055	1004	957	912	870	-	-	-	-
10	2160	1832	1710	1601	1502	1412	1330	1255	1186	1122	1063	1008	958	910	-	-	-	-	-	-	-
9	1894	1847	1558	1456	1364	1280	1204	1134	1070	1012	957	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	Sans étais										Avec étais										

Travées multiples  avec L1 = L2 et largeur d'appui 100 mm

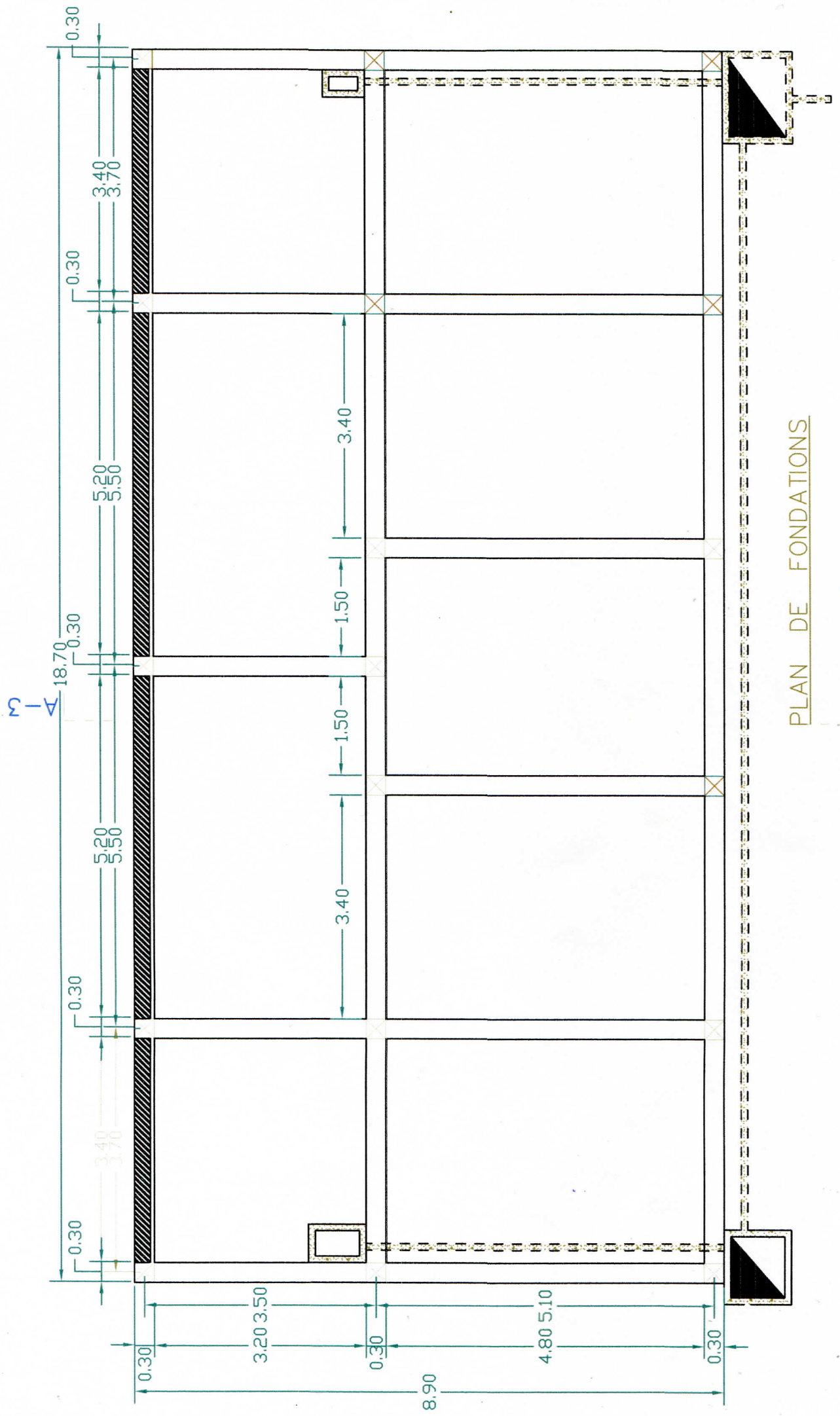
Epaisseur d de la dalle (cm)	Portée (m)																				
	2,0	2,1	2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	2,7	2,8	2,9	3,0	3,1	3,2	3,3	3,4	3,5	3,6	3,7	3,8	3,9	4,0
18	3000	3000	3000	3000	2878	2746	2624	2510	2405	2307	2185	2019	1868	1730	1605	1490	1385	1288	1198	1116	1039
17	3000	3000	2989	2841	2705	2581	2466	2359	2260	2168	2022	1868	1727	1600	1483	1377	1279	1189	1106	1029	958
16	3000	2950	2798	2659	2532	2415	2308	2208	2115	2017	1859	1717	1587	1469	1362	1263	1173	1089	1013	942	876
15	2904	2749	2607	2478	2359	2250	2150	2056	1970	1842	1697	1566	1447	1339	1240	1150	1067	990	920	855	794
14	2692	2548	2416	2296	2186	2085	1992	1905	1812	1666	1534	1415	1307	1208	1118	1036	960	891	827	768	713
13	2480	2347	2225	2115	2013	1920	1834	1754	1622	1490	1372	1264	1167	1078	997	923	854	792	734	681	631
12	2268	2146	2035	1933	1840	1755	1676	1562	1432	1315	1209	1113	1026	947	875	809	748	693	641	594	549
11	2056	1945	1844	1752	1667	1590	1484	1356	1242	1139	1046	962	886	817	753	696	642	593	548	506	-
10	1844	1744	1653	1570	1494	1384	1260	1150	1052	963	884	811	746	686	632	582	536	-	-	-	-
9	1498	1337	1198	1076	969	875	792	718	651	591	537	489	444	-	-	-	-	-	-	-	-
	Sans étais										Avec étais										

Hypothèses

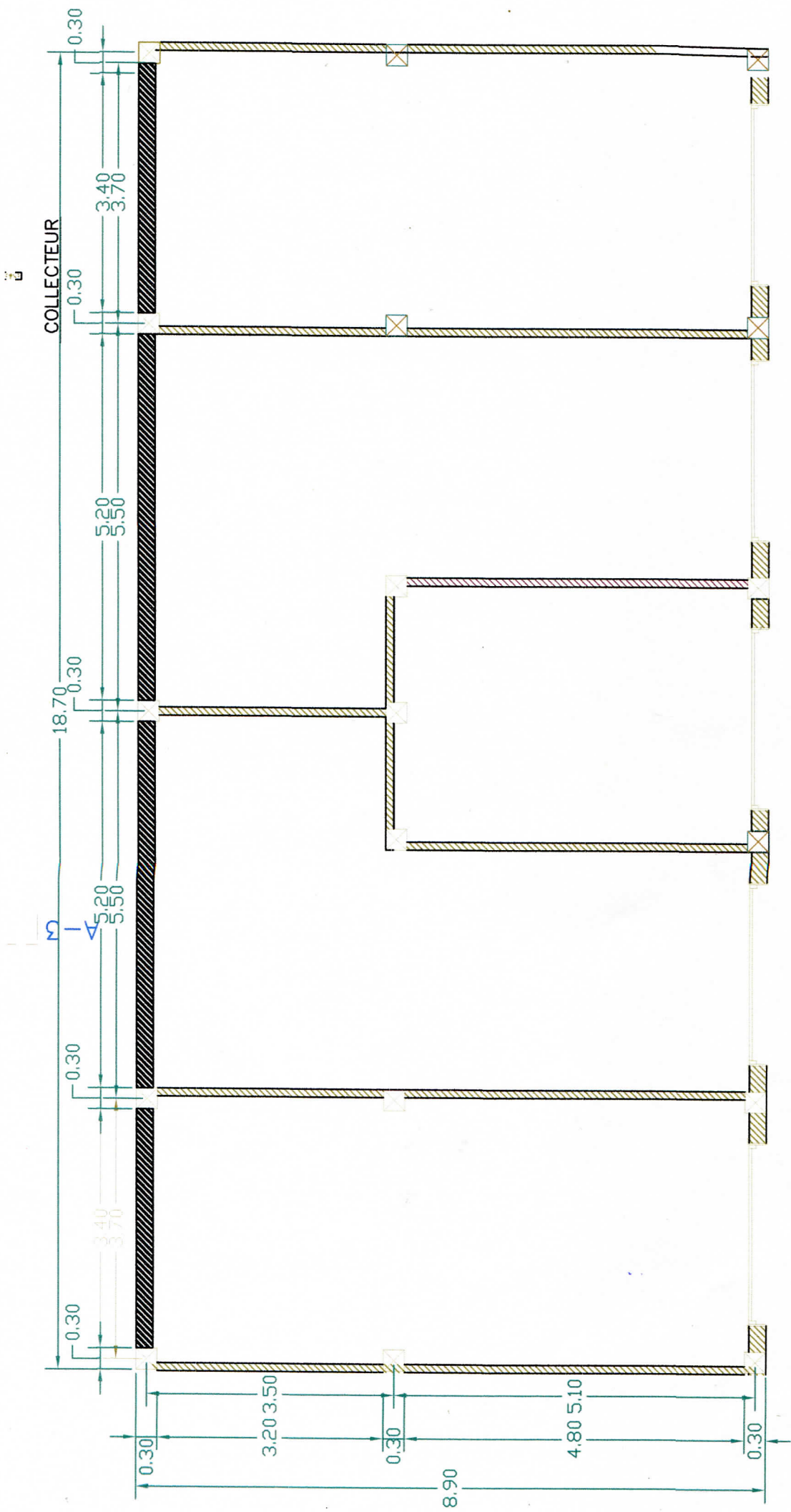
- Béton C25/30 (Poids volumique 2 500 daN/m³)
- Stabilité au feu REI30
- Flèche au coulage L / 180
- Flèche en service L (cm) / 350 si L < 3,5 m ou (0,5 cm + L / 700) si L > 3,5 m

Légende	Epaisseur (mm)
Pose sans étais	0,75
	0,88
	1,00
Avec étaieiment	0,75

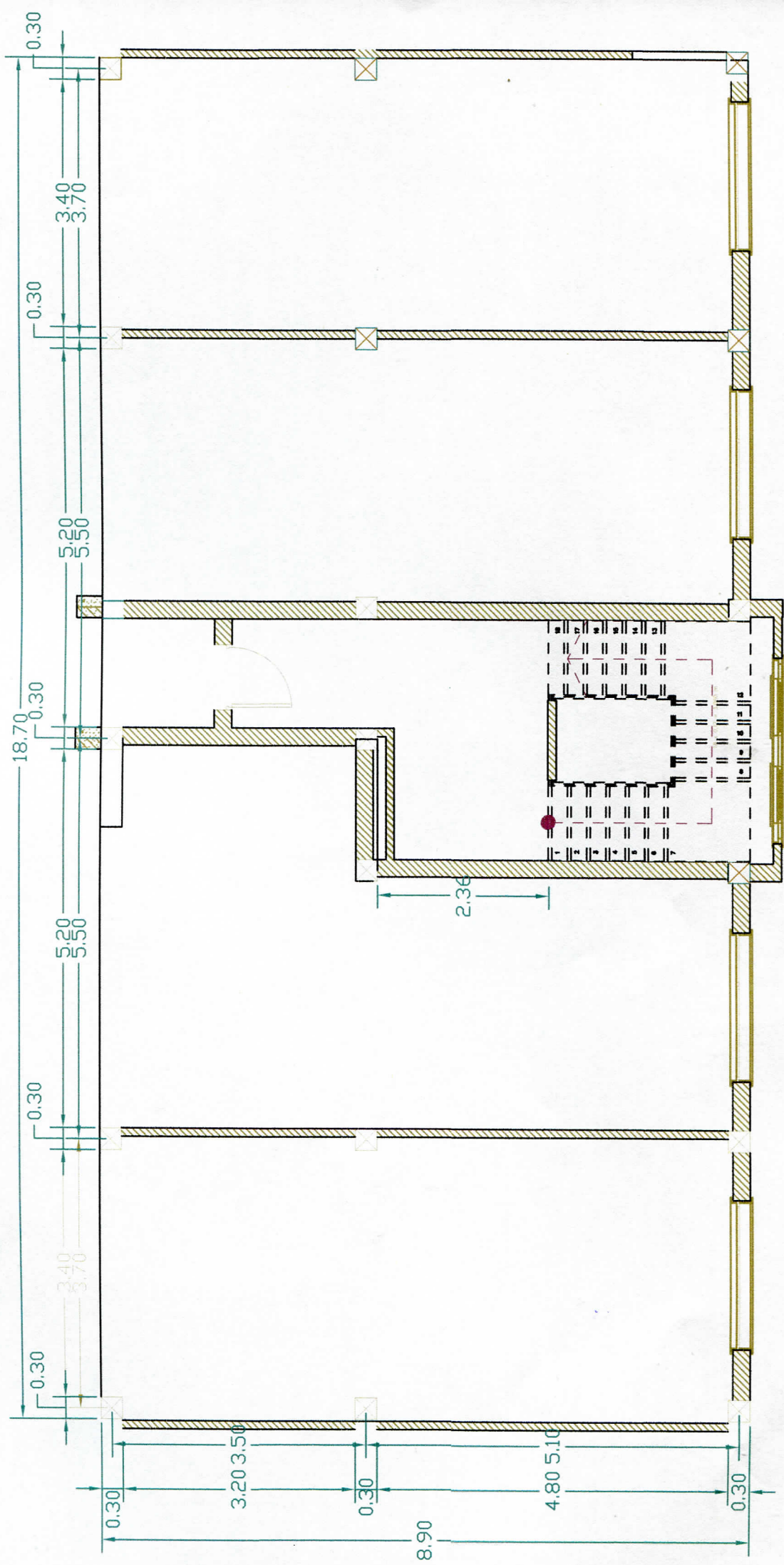
Annexe 03



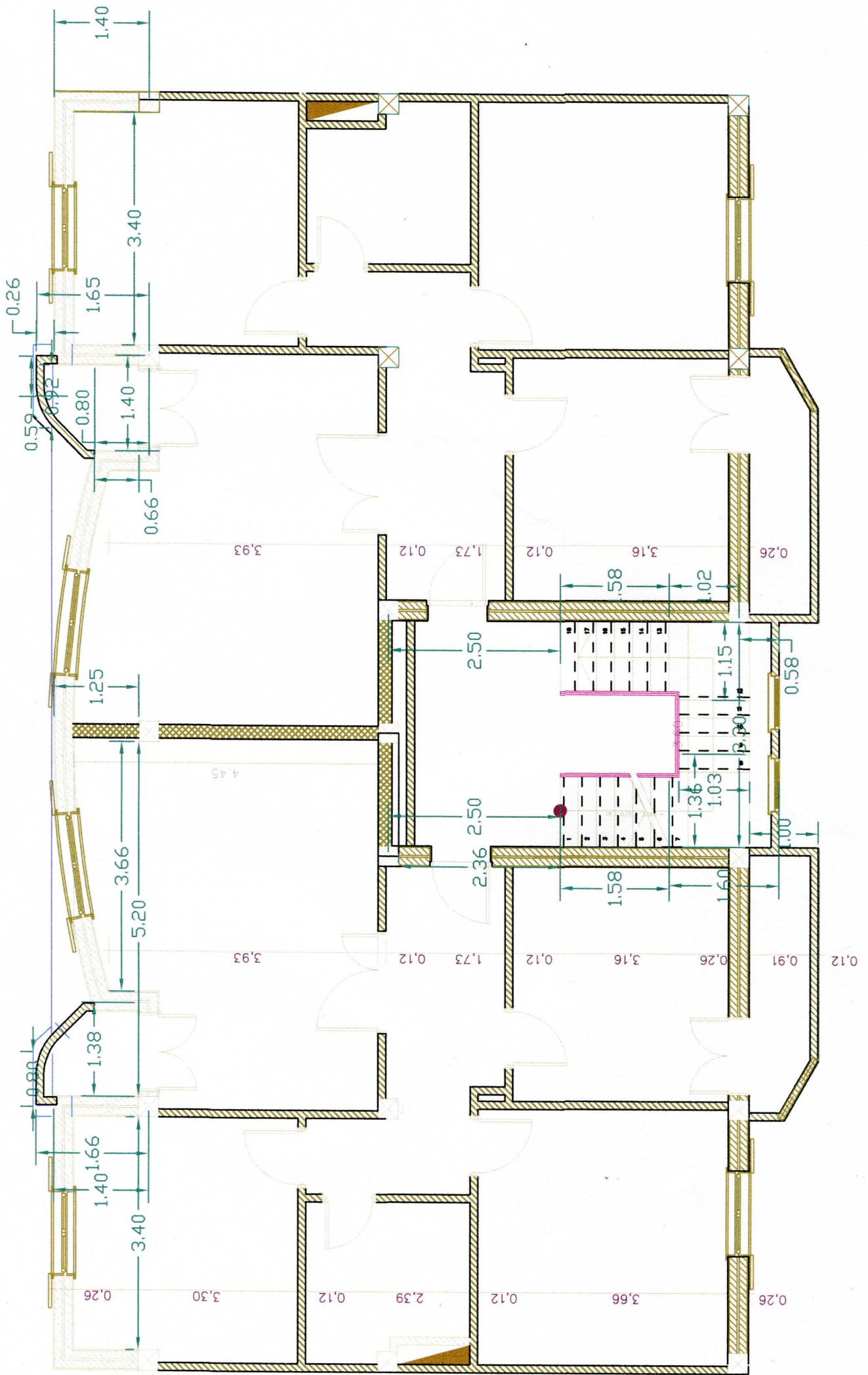
PLAN DE FONDATIONS



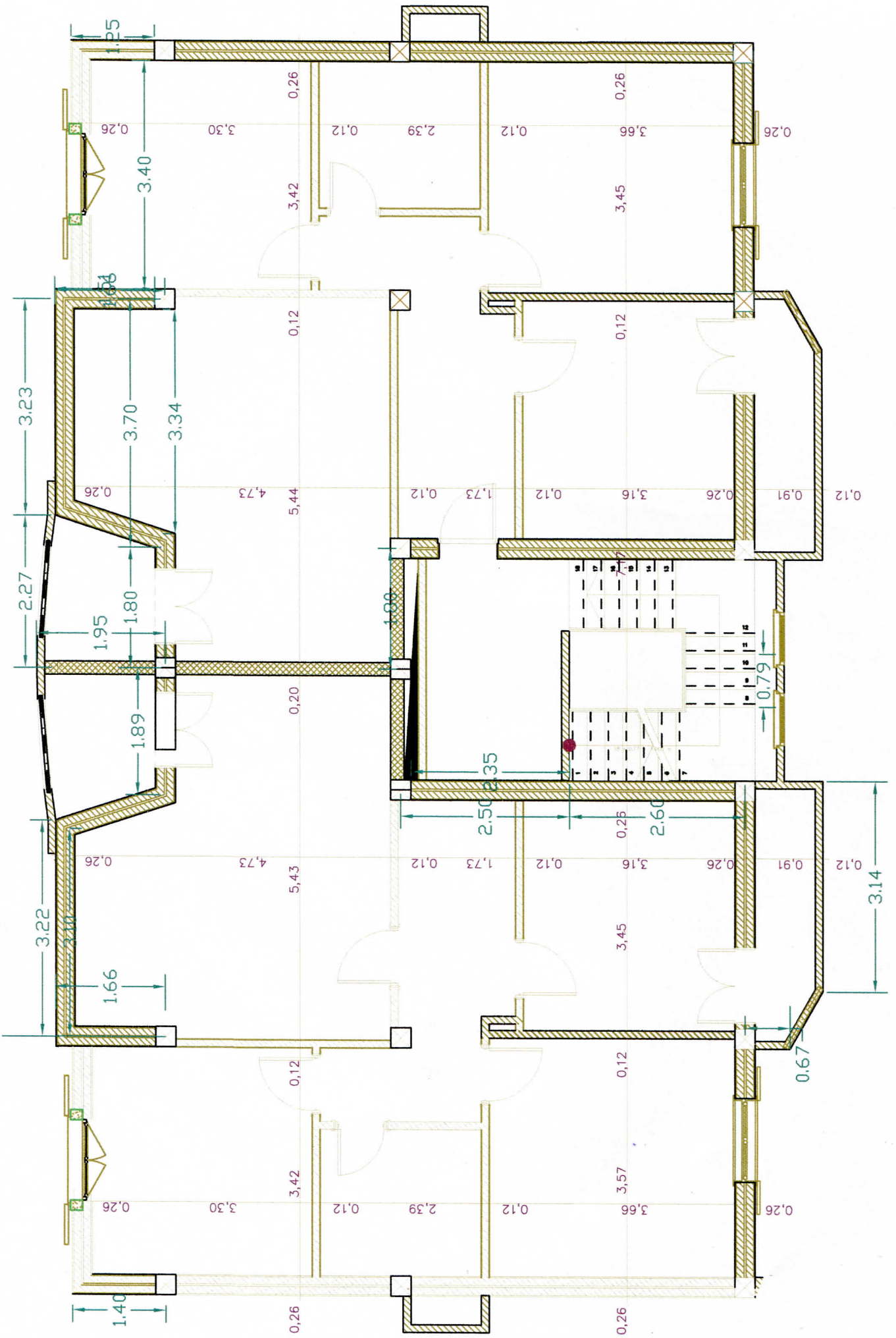
PLAN SOUS SOL
Niveau -3,06



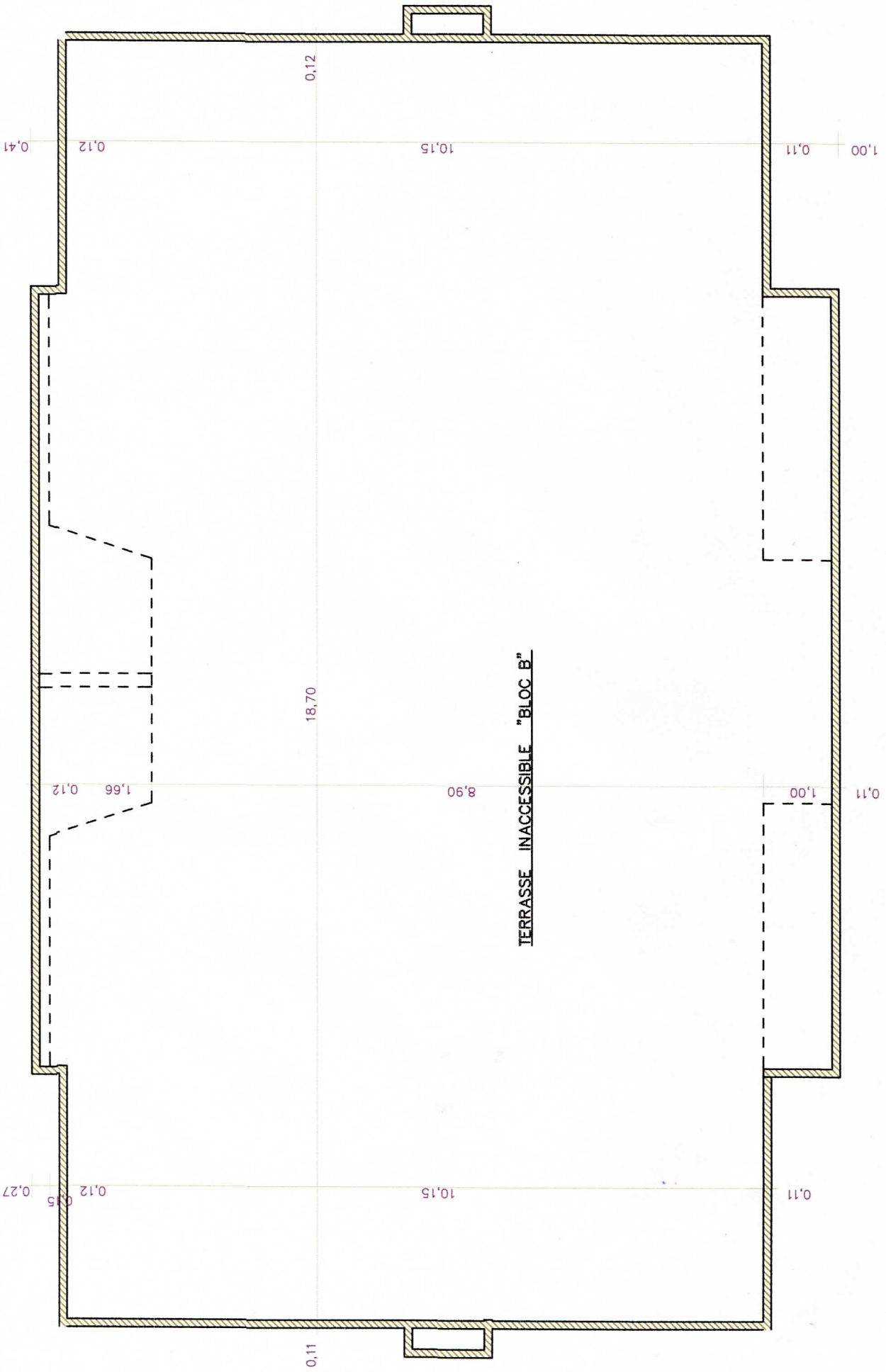
PLAN R D C



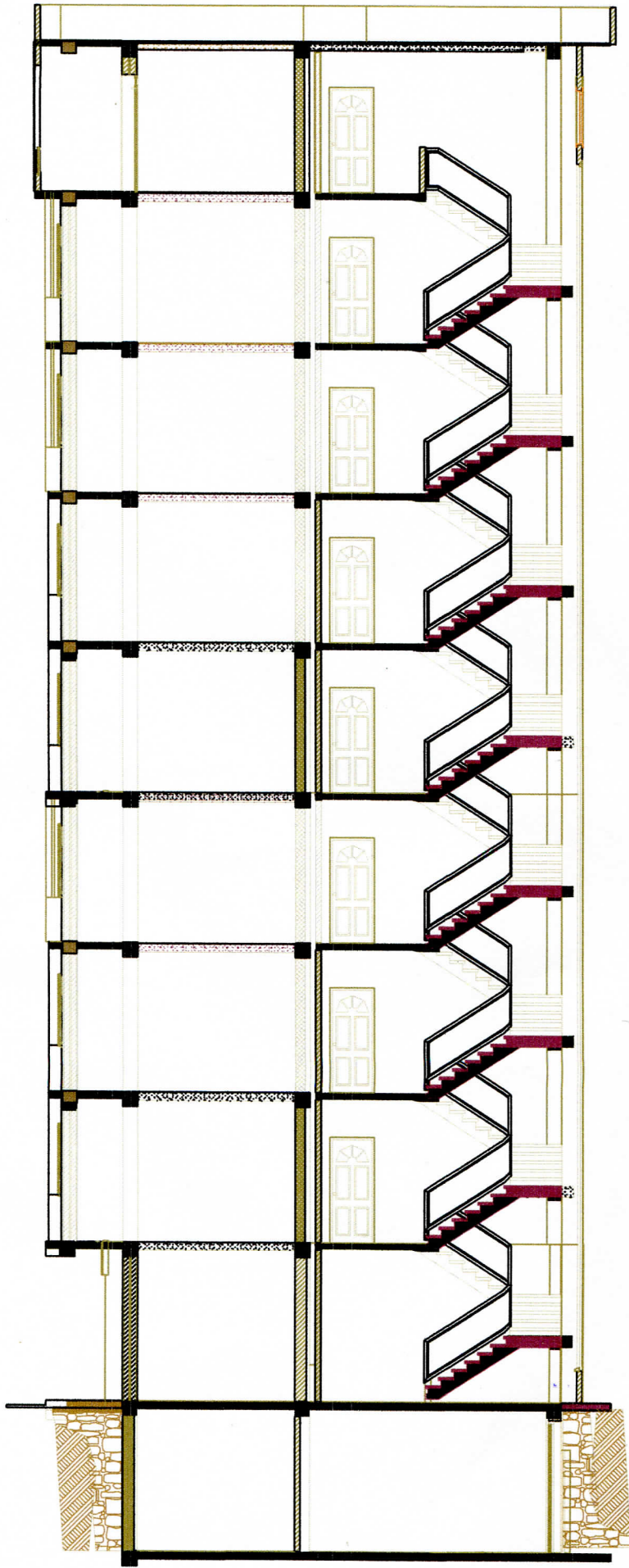
PLAN ETAGES 1 2 3 4 5 6 7



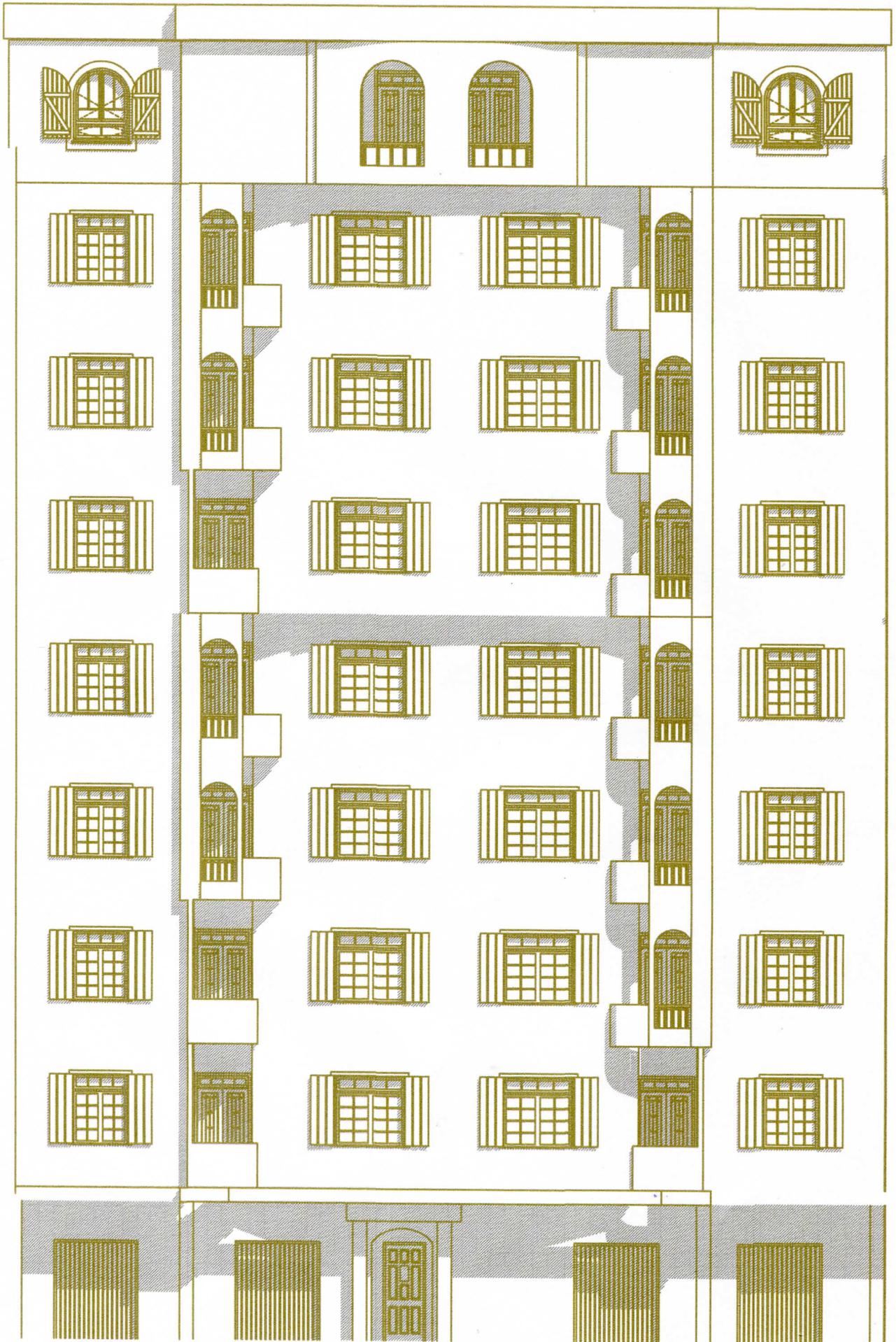
PLAN 8 6 ETAGE



PLAN TERRASSES INACCESSIBLES



COUPE TRANSVERSALE



FACADE PRINCIPALE

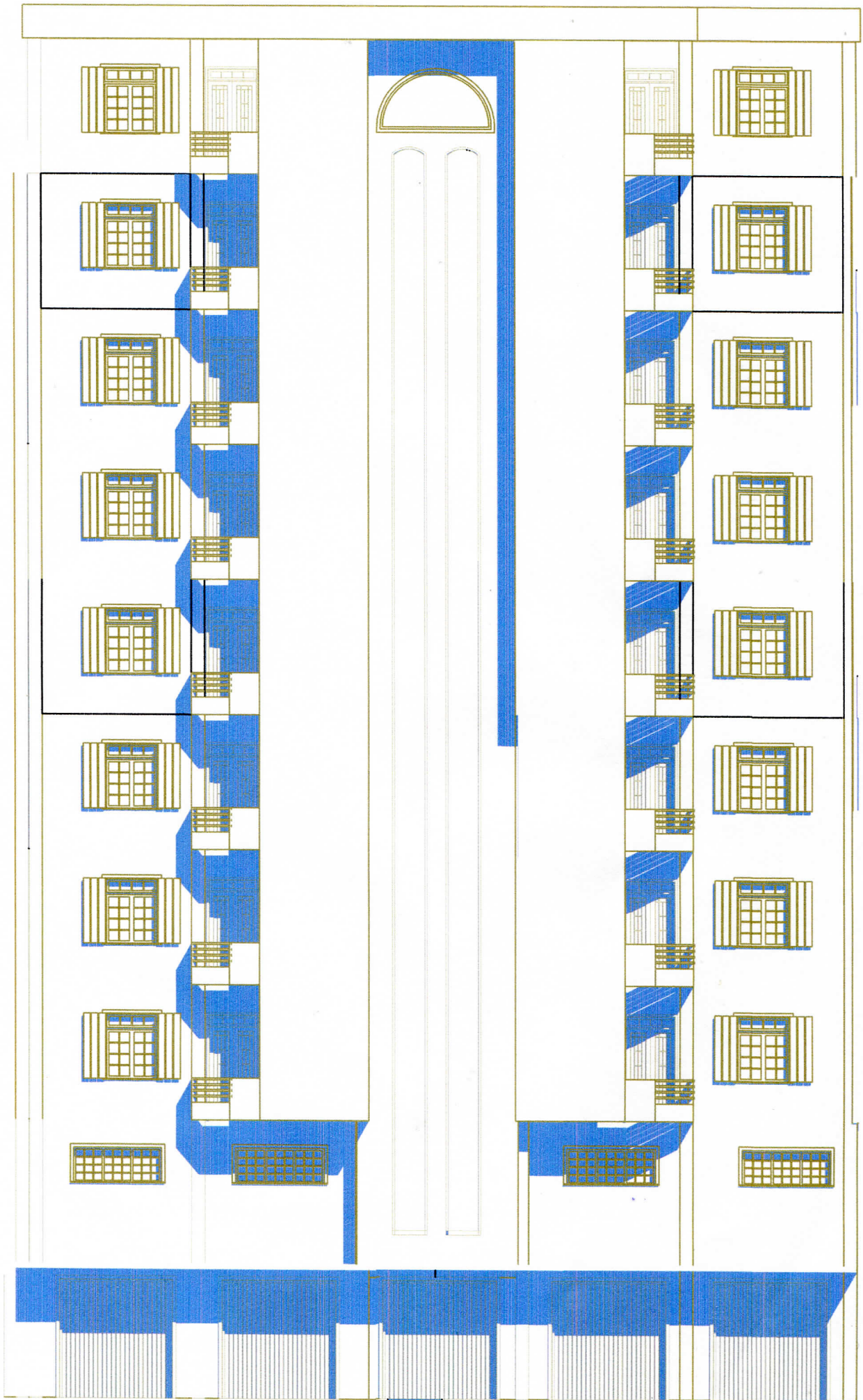


FIGURE 1000